



TITLE:

塔状鋼構造物の力学的性状に関する基礎的研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

吹田, 啓一郎

CITATION:

吹田, 啓一郎. 塔状鋼構造物の力学的性状に関する基礎的研究. 京都大学, 1994, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1994-05-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3096564>

RIGHT:

新 制
工
963
京大附図

塔状鋼構造物の力学的性状 に関する基礎的研究

1994年 1月

吹田 啓一郎

塔状鋼構造物の力学的性状
に関する基礎的研究

1994年 1月

吹田 啓一郎

目次

序論	1
第1章 塔状鋼構造物の動力学的特性	7
1.1 研究目的	7
1.2 実験概要	8
1.2.1 試験体	8
1.2.2 載荷・計測方法	12
1.3 実験結果	14
1.3.1 共振実験結果	14
1.3.2 実地震波による加振実験結果	18
1.4 質量分布と地震力の高さ方向分布	19
1.5 結論	24
参考文献	26
第2章 鉄塔一架渉線連成系構造物の動力学的特性	27
2.1 序論	27
2.1.1 研究目的	27
2.1.2 既往の研究	29
2.2 塔体一架渉線連成系の動的加振実験	32
2.2.1 実験概要	32

2.2.1.1	試験体	32
2.2.1.2	加振方法	34
2.2.1.3	計測方法	37
2.2.2	試験体の基本動特性	38
2.2.3	塔体部のモデル化に関する検討	40
2.2.3.1	1自由度連続体モデルによる理論値	41
2.2.3.2	システム同定手法	43
2.2.3.3	システム同定による実験値の評価	44
2.2.4	実地震波による連成系加振実験結果	49
2.2.4.1	加振方向をパラメータとした応答の比較	49
2.2.4.2	架渉線の有無による応答の比較	54
2.2.4.3	連成系内の鉄塔試験体の動特性	56
2.3	塔体－架渉線連成系の振動解析	59
2.3.1	解析手法	59
2.3.1.1	解析モデル	59
2.3.1.2	解析手法	60
2.3.2	実験モデルの振動解析結果	67
2.3.2.1	加振実験モデルによる振動解析結果	67
2.3.2.2	5鉄塔モデルによる振動解析結果	73
2.3.2.3	架渉線の張力変動	76
2.4	結論	78
	参考文献	80

第3章 高速繰返し荷重下における接合部の復元力特性 83

3.1	序論	83
3.2	実験概要	87
3.2.1	試験体	87
3.2.2	実験装置	91
3.2.3	測定方法	93
3.2.4	載荷速度の評価方法	93
3.3	載荷速度が力学的特性に及ぼす影響	96
3.3.1	鋼素材	96

3.3.2	突合せ溶接接合部	100
3.3.3	高力ボルト摩擦接合部	103
3.3.4	中ボルトせん断型接合部	112
3.4	載荷速度の影響を考慮した復元力特性の定式化	117
3.4.1	鋼素材	118
3.4.2	突合せ溶接接合部	123
3.4.3	高力ボルト摩擦接合部	125
3.4.4	中ボルトせん断型接合部	128
3.5	結論	128
	参考文献	131
第4章 塔状鋼管トラス架構の静力学的特性		133
4.1	序論	133
4.1.1	研究目的	133
4.1.2	既往の研究	136
4.2	実験概要	138
4.2.1	試験体	139
4.2.2	載荷方法	143
4.2.3	計測方法	146
4.2.4	試験体一覧	147
4.3	塔状鋼管トラス架構の変形性能	149
4.3.1	溶接接合部を有する架構	149
4.3.2	ボルト接合部を有する架構	151
4.3.3	主柱材開角を有する架構	152
4.3.4	対角方向水平力を受ける架構	154
4.3.5	水平材を有する架構	156
4.3.6	部材細長比の異なる架構	157
	4.3.6.1 構面平行方向に水平力を受ける場合	157
	4.3.6.2 対角方向に水平力を受ける場合	159
4.3.7	荷重条件と変形性能	161
4.4	鋼管トラス部材の座屈耐力	162
4.4.1	冷間成形鋼管材の応力－ひずみ関係	163

4.4.2	座屈部材の応力算定	165
4.4.3	曲げモーメントの影響を考慮した座屈耐力評価	172
4.5	結論	176
	参考文献	177
第5章 塔状鋼管トラス架構の変形性能向上への試み		179
5.1	序論	179
5.1.1	研究目的	179
5.1.2	既往の研究	180
5.2	実験概要	181
5.2.1	試験体	181
5.2.2	載荷・計測方法	184
5.3	提案トラス架構の変形性能	185
5.3.1	Knee Brace 形式	185
5.3.2	片持ばり形式	187
5.3.3	従来トラス形式との比較	189
5.4	数値解析による提案架構の耐力評価	192
5.4.1	解析条件	192
5.4.2	解析結果	192
5.5	結論	194
	参考文献	196
第6章 総括		197
発表論文・梗概		203
謝辞		209

序論

本論文の研究対象とする塔状鋼構造物は、明確に定義された呼称ではないが、文献 [1] では「照明塔・通信塔・観覧塔・広告塔などの鉄塔類、独立煙突・鉄塔支持形煙突などの煙突類、高架水槽・立体駐車場、その他塔状をなした鋼構造物」を適用対象としている。これらはいずれも建築基準法・同施行令の適用を受ける建築物であるが、他の適用基準も含めれば表 0.1 に示す分類ができる[2]。ここでは、通商産業省令「電気設備に関する技術基準」の適用を受ける送電用鉄塔・鉄柱、あるいは鉄道架空線鉄柱などの電気工作物、索道鉄塔などの土木工作物なども含め、比較的規模の大きい塔状の鋼構造物を対象とし、また、その形状が塔状であっても高層ビルなどの一般建築物は含まないこととする。

塔状鋼構造物は、図 0.1 に例示するように、その機能・用途により形状や架構形式にはそれぞれ特徴がある。これらの構造的に共通する点として、一般建築物の床版に相当するものがなく、質量が高さ方向に連続して分布するとみなせる塔体部と、用途によって質量・配置の異なる付属物から構成されており、高さが比較的高いことがあげられる。また、構造骨組形式の特徴として、塔体部は、居住空間としての機能を要求されないものが多く支持構造物としての機能に徹すればよいことから、構造体重量を軽減しかつ高い弾性剛性を確保できる構造形式、すなわち塔状トラス架構、支線式鉄塔、円筒シェル、などが採用されることが多い点もあげられる。

用途が多岐にわたることから、形状だけではなく設計方法・構造計算法も用途分野毎の技術的発展に合わせて扱いが異なるが、基本的には許容応力度設計が標準的な設計方法として現在も採用されているものが多い。建築系工作物であれば、日本建築学会により構造設計上の技術的問題点を整理して構造設計指針 [1] にまとめられている。

表 0.1 塔状鋼構造物の用途別分類 [2]

適用基準 用途	建築工作物	電気工作物	土木工作物
観光施設	展望塔・観覧塔 記念塔など	照明燈鉄柱	その他
産業施設	無線通信塔 放送電波塔 気象観測塔	送電鉄塔	その他
運輸施設等	高架水槽 タワー・クレーン	鉄道架空線鉄柱	索道鉄塔
支持工作物	照明塔鉄塔 広告塔	その他	その他

用途が多岐にわたることから、形状のみならず設計方法・構造計算法も用途分野毎の技術的發展に合わせて扱いが異なるが、基本的には許容応力度設計が標準的な設計方法として現在も採用されているものが多い。建築系工作物であれば、日本建築学会により構造設計上の技術的問題点を整理して構造設計指針 [1] にまとめられている。

一方、一般建築物に関しては、1981年に改正建築基準法施行令が施行され、許容応力度設計法に加えて構造種別や高さに応じた層間変形角・保有水平耐力などの確認を行う二次設計が導入されるようになり、また、地震荷重などの設計荷重に関してもより改良された形へと整備されている [3]。さらには鋼構造建築物の構造設計に関しては、従来の確定論的手法とは異なる確率論的手法が着目されるに至り、信頼性設計法を実用的な形に定式化した荷重・耐力係数設計法 [4] も提案されている。しかし、これらの最新の設計規準は一般的な建築物の構造的特性を踏まえた上で整備されてきたものであり、塔状鋼構造物に適用するにあたってはその都度適切な実験・数値解析などの手法によって評価しなければならない部分や、従来の設計方法と同様の扱いとなる部分などが多いのが実状である。これは産業施設なども含めると取り扱う分野が多方面に分散しており、塔状鋼構造物としての力学的性状に関してまとまった形での研究が充分尽くされていないことが一因である。

さらに、一般建築物が人命にかかわる被害を防止することを最大の目標として捉え、高い安全性を要求されているのに対し、塔状構造物では産業・社会施設としての機能をもつものが多いことから構造安全性に関する考え方が異なる点もその理由のひとつと考えられる。しかしながら、塔状鋼構造物に多く見られる通信・送電・観

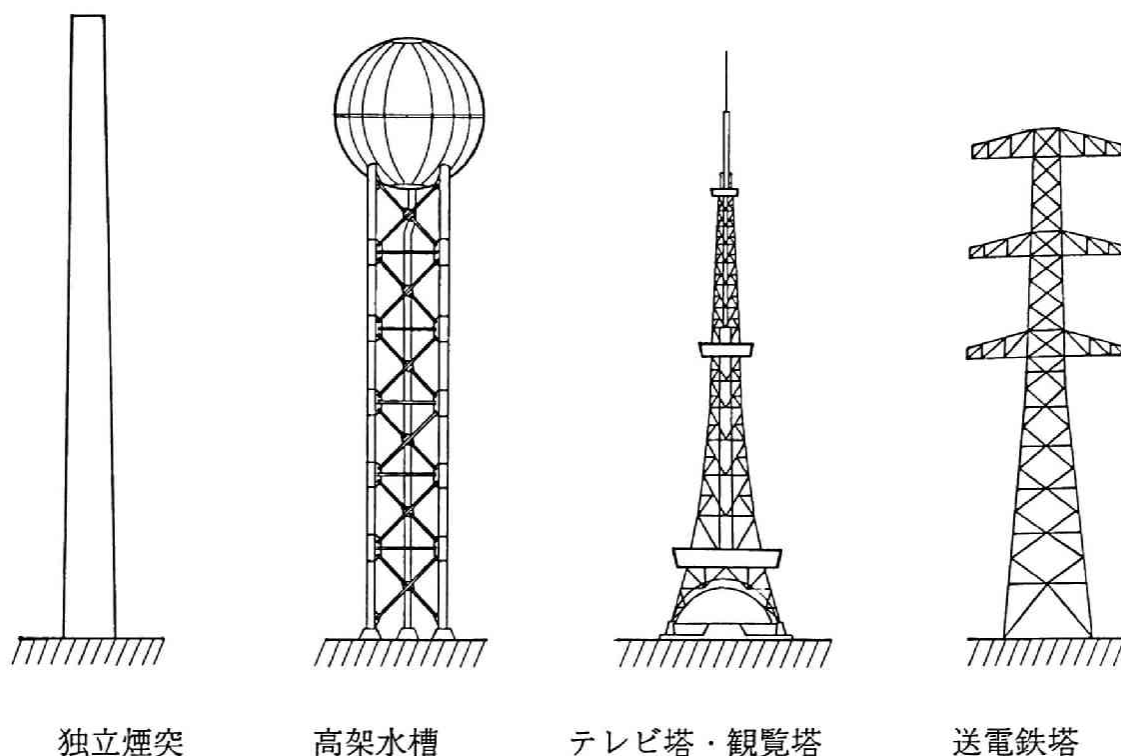


図 0.1 塔状鋼構造物に見られる架構形態の例

測・高架水槽などの用途は現代社会の生活から切り離すことのできない基盤をなすものであり、その依存度・重要性はますます高まっている。特に、ひとつの構造物の被害による影響が地域社会全体の活動におよぶ場合も多く、時代の要請はより高い信頼性を求めていると考えられる。

このような観点から、筆者は塔状鋼構造物を対象として、その構造設計上重要と考えられる力学的性状を、一般的な鋼構造建築物と異なる部分に着目し、実験および解析的手法により調べてきた。本論文はこれらの結果についてまとめたものである。

地震国といわれるわが国では構造物の設計上、耐震設計の占める割合が大きく、また、一般建築物と比較して軽量かつ高さの高い塔状構造物では耐風設計にも主力が注がれることが多い。そのためには構造物の基本的な振動特性を把握することが必要であるが、用途が多岐にわたり様々な付属重量物を支持する必要がある塔状構造物の振動特性は、床版に質量の大半が集中する一般建築物とは異なる高さ方向の質量分布となり、基本動特性は異なることが考えられる。また、高架水槽の水槽内の液体、送電鉄塔や索道鉄塔の架渉線など、特異な振動特性を持つ付属物が構造物の振動特性を特徴づける場合もある。

このような点について、第 1 章、第 2 章で塔状鋼構造物の縮小模型を用いた振動実験を行い、振動特性について調べた。第 1 章では高さ方向の質量分布を変化させた塔体部試験体に正弦波及び実地震波による加振を行い、主に水平方向の地震荷重の高さ方向の分布を調べ、現在の耐震設計規準による分布との相違について論じた。

第 2 章では、特徴的な振動特性を持つ付属物の一例として送電鉄塔における架渉線を取り上げ、鉄塔－架渉線連成振動系の地震時の動的挙動を模型振動実験、数値解析の手法により調べた。特に架渉線が幾何学的非線形性の高い振動系であること、地形の複雑な山間部に建設されるため個々の鉄塔の構造規模はまちまちであり動特性の異なる構造物が連結された複雑な振動系を構成すること、などの理由でその動特性は独立鉄塔と異なる。本章はこのような架渉線で連結された鉄塔塔体部の応答を独立鉄塔と比較して論じたものである。

第 3 章では衝撃的な外力が作用した場合に問題となるひずみ速度効果を取り上げた。例えば送電鉄塔には地震、変動風、雪の脱落などによって生じる電線類の張力変動は、一般的な建築構造物では考慮されないレベルの衝撃荷重を加える場合がある。また、軽量かつ剛性が高い架構形式がとられることが多いことから、必然的に一般建築物よりも固有周期が短く、振動中の応答速度が大きくなることが予想される。

鋼材などの構造用材料は載荷速度の影響によって基本的な機械的性質が変化することはよく知られており、ひずみ速度効果を扱った研究は多数行われている。しかし、鋼構造物の接合方法として一般的なアーク溶接やファスナーによる接合部を対象とした研究は少なく、特に繰返し荷重に対する載荷速度の影響を調べた研究はほとんどなされていない。本章では、鋼素材および溶接・ボルト接合部を対象に載荷速度を制御した高速繰返し載荷実験を行い、各種接合部の履歴特性に及ぼすひずみ速度の影響について調べ、速度の影響を含めた形での定量的表現を試みた。

第 4 章、第 5 章では、塔状鋼構造物の塔体部の架構形式として広く採用されているダブルワレン形式のトラス架構を対象に、特に変形性能に着目して静力学的特性を実験的に調べた。

軟鋼を主な構造材料として用いる鋼構造架構では鋼素材の高い剛性や強度と粘り強い性質を生かした架構形式とし、終局強度設計の考え方を採用して合理的かつ高い構造安全性を実現することを心がけた設計が行われている。しかし、前述の通り塔状構造物の設計は許容応力度設計が一般的で終局強度設計的な手法は採用されて

いないが、その理由のひとつに、一般建築物では避けるべき破壊形式である座屈によって架構の耐力が決定されるトラス架構が多用されており、架構の変形性能が低いために終局強度設計になじまない点があげられる。

第 4 章では実大規模に近い塔状トラス架構塔体部の部分架構を用いた静的載荷実験を行い、水平力に対する従来の架構の復元力特性を調べた。部材の細長比の組合せ、ボルト接合部のすべり、水平材の有無、水平荷重の塔体軸に対する作用方向、鉛直荷重のレベルなどをパラメータに選び、種々の条件を変えた実験から変形性能の特徴を明らかにした。

第 5 章では、トラス架構に終局強度設計の手法を取り入れる上で重要となる変形性能を向上させるための新しい架構形式を提案した。第 4 章の結果を踏まえ、トラス架構の斜材両端部に曲げ降伏先行部材を取り付けることにより斜材の座屈を遅らせ、曲げ部材の塑性変形によるエネルギー吸収能力を利用してより変形性能の高い架構を目指したものである。提案架構による試験体を用いて第 4 章と同様の載荷実験を行い、従来架構と比較することによりその効果を検証した。

参考文献

- [1] 日本建築学会編、塔状鋼構造設計指針・同解説、1980年.
- [2] 日本建築学会編、建築物の耐震設計資料、技報堂、pp.284-287、1981年.
- [3] 建設省住宅局建築指導課監修、構造計算指針・同解説、1986年.
- [4] 日本建築学会編、鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説、1990年.

第 1 章

塔状鋼構造物の動力学的特性

1.1 研究目的

一般に塔状鋼構造物と呼ばれるもの（無線鉄塔・送電鉄塔・観覧塔・高架水槽など）には床に相当するものがなく、質量が高さ方向に連続して分布するとみなせる塔体部と、用途によって質量・配置の異なる付属物（アンテナ・架渉線・展望台・水槽など）から構成されているため、その組み合わせの違いにより質量や剛性の高さ方向の分布形状は多岐にわたる。

一方、質量の大半が床面に集中するとみなせる一般的な建築構造物では、その層数と同数の質点からなるせん断型振動系モデルに置き換えて応答解析をすることにより地震を受けたときの構造物の動的な挙動を評価できることが既往の研究によって明らかにされており、現在の建築構造物の耐震設計ではこのような考え方に基づいて設計用地震力や層せん断力係数の分布などが定められている[1]。従って、このような現行の設計方法（いわゆる新耐震設計法）をそのまま塔状構造物に適用することが妥当であるかどうかは疑問である[2]。

したがって、塔状構造物の耐震・耐風設計を行うにはその力学的特徴を考慮した塔体部の動特性を把握する必要があるが、また、例えば送電鉄塔の架渉線や高架水槽の水槽内の液体のように、塔体部の挙動に大きな影響をおよぼすと考えられる付属物が存在する場合にはその特性も設計上考慮すべき重要な点であると考えられる。

構造物の基本的動特性は剛性・減衰・質量の3要素により決まるが、架渉線や水槽などの特殊な振動性状を持つかあるいは塔体に影響を及ぼすものを除いても、用

途により取り付けられるその他の付属物の中には、観覧席・無線アンテナ・送電鉄塔の腕金等の質量が塔体部と比較して相当に大きいものがある。また、各階にほぼ均等な重量配分となる一般的な建物とは異なり、これらの付属物によってかなり不均一な質量分布となるものが多い。地震により構造物に作用する水平荷重を評価するときにはベースシアと高さ方向の分布が基本要素となるが、質量分布は特に高さ方向の分布に与える影響が大きいと考えられる。

そこで、本章ではこのような塔状鋼構造物の高さ方向の質量分布の不均一性に着目して質量分布を様々に変化させた模型試験体を製作し、振動台を用いて正弦波ならびに実地震波入力による動的加振実験を行った。試験体各部で計測した応答記録から弾性振動時の動特性を調べ、質量分布が応答ならびに地震荷重の高さ方向分布に与える影響について調べた。

1.2 実験概要

本実験では塔状鋼構造物の特徴である塔体部の質量分布の不均一性に着目し、種々の質量分布を持つ塔状鋼構造物を簡略化した試験体を製作して振動台による弾性範囲内の加振実験を行い、その結果から最大せん断力の分布形状を求め、塔体部に作用する地震力の高さ方向の分布の特徴を調べた。

試験体には塔体部を中実均等な円形断面としたものと、ダブルワレン型のトラス骨組としたものの2種類を用い、動的載荷実験では正弦波および実地震波記録によるランダム波を用いて加振した。以下に実験の詳細を説明する。

1.2.1 試験体

塔状鋼構造物は高さと幅のアスペクト比が大きく、一般的な建築構造物と比較して高さ方向に細長い点が特徴であり、水平荷重に対しては構造物全体の曲げ変形が卓越すると考えられる。そこで、試験体塔体部は質量・剛性が高さ方向に一様な中実円断面の丸鋼で製作し、これに質量分布形状を調整するために鉛で作成した重錘を取り付け、重錘の重量・個数と高さ方向の取付け位置を種々変化させたものを用意した。

図1.1に試験体の塔体部と振動台への設置用架台を示す。塔体部は長さ2000mmのJIS規格による公称径12mmのSR24丸鋼である。実験では実規模で塔高数十～100m

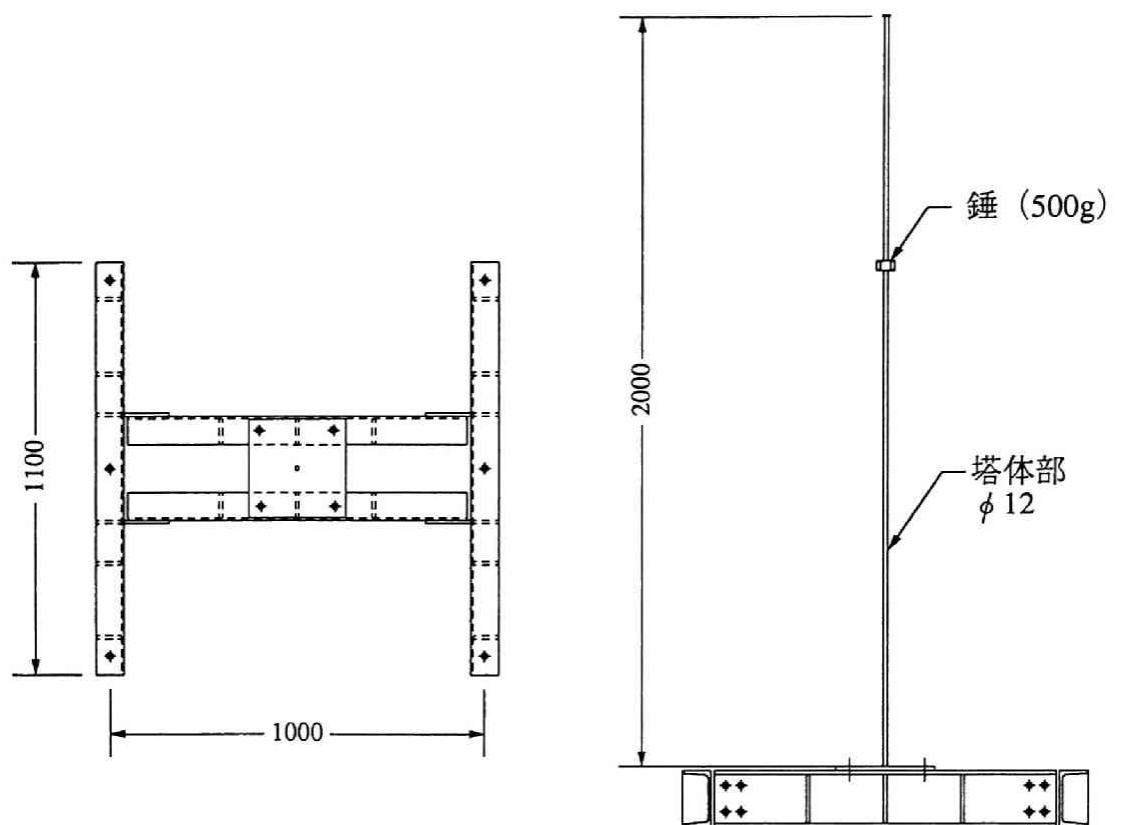


図 1.1 試験体塔体部（タイプ SD、単位：mm）

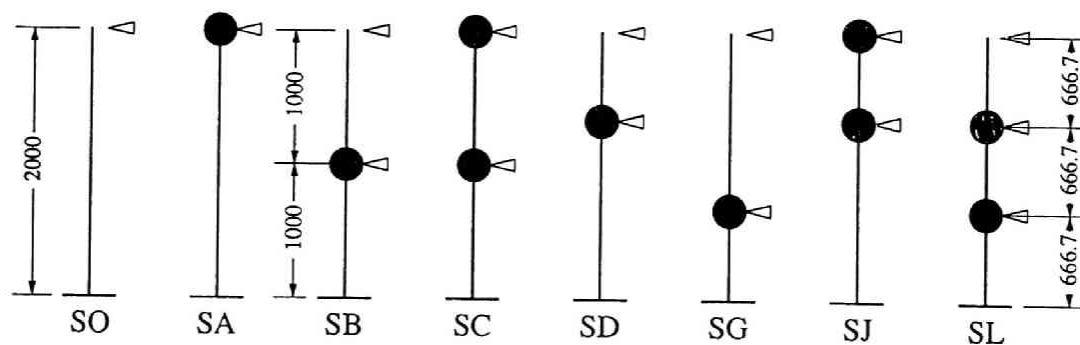


図 1.2 試験体錘取付け位置図（単位：mm）

程度の塔状鋼構造物を想定しており、これらの基本固有周期 T_1 の値は、

旧日本電信電話公社慣用式[3] $T_1 \doteq 0.015 H$ (sec)

電力会社慣用式[4] $T_1 \doteq 0.007 H \sim 0.012 H$ (sec)

ただし、 H は塔高 (m)

などの設計用慣用式が示すように 1.0 Hz 前後となるものが多いことを踏まえて、

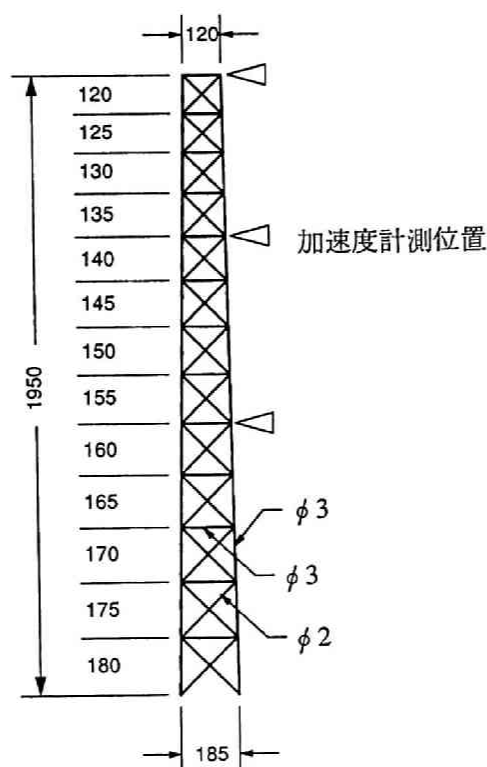


図 1.3 Wシリーズ試験体（単位：mm）

試験体塔体部の寸法決定に際してはできる限り基本的動特性が実構造物に近くなるようにした。また、応答加速度が1G程度に達した場合でも脚部最大応力が弾性範囲内に収まるようにした。

このタイプの試験体をここではSシリーズと称す。塔体部棒鋼の重量は1775.7gで、集中質量を付加するために取付けた重錘は、重量が250g、500g、750g、1000gの4種類を用意した。試験体の名称は、先頭にSの字を付し、2文字目には4種類の鉛の錘の配置を示す記号をつけ、その配置は図1.2に示す8通りである。

S0は丸鋼塔体部のみで重錘のない試験体、SAは頂部のみに錘のある試験体、SB、SCは頂部および塔高2分割点のいずれかに重錘をつけた試験体、SD、SG、SJ、SLは頂部および塔高3分割点のいずれかに重錘をつけた試験体である。8通りの配置と2種類の質量の組み合わせにより、このタイプの試験体は全部で23種類である。

また、現実の塔状鋼構造物では通信塔、送電鉄塔などに見られるように、塔体部構造としてダブルワレン形式のトラス骨組が採用されることが多い。そこで、前述の中実円断面の塔体部を持つ試験体以外に、図1.3に示すトラス骨組の縮小模型を製作した。これはパネル数13、塔高1950mmで、主柱材と水平材に径3mm、斜材に径2mmのSS400規格相当の丸鋼を使い、固有振動数調整のために主柱材・水平材各

部に球状の鉛の重錘を取り付けたものである。さらに頂部に 2.0 kg および 4.0 kg の重錘を追加して固有振動数と質量分布を変えた試験体も製作した。このタイプの試験体をここでは W シリーズと称す。試験体の名称は、先頭に W の文字を付し、頂部重錘の違いにより WA、WB、WC の 3 種の試験体を用意した。

実験に供した試験体の重錘の位置と重量を表 1.1 (S シリーズ 2 分割モデル)、表 1.2 (S シリーズ 3 分割モデル、W シリーズ) にまとめて示す。表に示す錘重量は、S シリーズについては付加した重錘重量、W シリーズについては塔体部と重錘の重量の合計値を表す。

また、試験体を、頂部および重錘取付け位置に質点を持つ 1 質点～ 3 質点モデルに置換したときの質点質量 (塔体部と重錘の合計) もそれぞれ示す。W シリーズについては全て 3 質点モデルに置換し、図 1.3 に△で示す加速度計測位置 3 箇所にも質量が集中するとみなしたときの質量で示した。

表 1.1 試験体質量分布 (2 分割モデル)

試験体	頂部 錘重量 (g)	1/2分割点 錘重量 (g)	頂部質量 ($\times 10^{-3}$ kg \cdot sec ² /cm)	1/2分割点質量 ($\times 10^{-3}$ kg \cdot sec ² /cm)
S0	—	—	0.9541	—
S250A	250	—	1.209	—
S500A	500	—	1.464	—
S750A	750	—	1.719	—
S100A	1000	—	1.974	—
S250B	—	250	0.477	1.209
S500B	—	500	0.477	1.464
S750B	—	750	0.477	1.719
S100B	—	1000	0.477	1.974
S1C	1000	1000	1.498	1.974
S2C	1000	500	1.498	1.464
S3C	500	500	0.9878	1.464
S4C	500	1000	0.9878	1.974

表 1.2 試験体質量分布（3分割モデル、ダブルワレン型）

試験体	頂部 錘重量 (g)	2/3分割点 錘重量 (g)	1/3分割点 錘重量 (g)	頂部質量 ($\times 10^{-3} \text{ kg} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}$)	2/3分割点質量 ($\times 10^{-3} \text{ kg} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}$)	1/3分割点質量 ($\times 10^{-3} \text{ kg} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}$)
S250D	—	250	—	0.3184	1.209	—
S500D	—	500	—	0.3184	1.464	—
S750D	—	750	—	0.3184	1.719	—
S100D	—	1000	—	0.3184	1.974	—
S250G	—	—	250	0.6361	—	1.209
S500G	—	—	500	0.6361	—	1.464
S750G	—	—	750	0.6361	—	1.719
S100G	—	—	1000	0.6361	—	1.974
S1J	1000	1000	—	1.339	1.974	—
S2J	1000	500	—	1.339	1.464	—
S3J	500	500	—	0.829	1.464	—
S4J	500	1000	—	0.829	1.974	—
S1L	—	1000	1000	0.3184	1.656	1.656
S2L	—	1000	500	0.3184	1.656	1.146
S3L	—	500	500	0.3184	1.146	1.146
S4L	—	500	1000	0.3184	1.146	1.656
WA	787	1671	2142	0.0803	1.705	2.185
WB	2787	1671	2142	2.844	1.705	2.185
WC	4787	1671	2142	4.885	1.705	2.185

1.2.2 載荷・計測方法

実験には京都大学防災研究所人為地震発生装置の動電型振動台を用い、各試験体には、正弦波加振による共振実験と実地震時の地動加速度記録による加振実験の2種の加振実験を行った。

共振実験では、一定振動数の正弦波地動を大きさ 10 ～ 20 gal の一定の加速度振幅で加え、試験体の振動が定常状態となったときの各点での加速度を計測した。与えた正弦波の振動数は、予想される固有振動数を中心に 0.1 ～ 2.0 Hz の間隔で 1.0 ～ 14.0 Hz の範囲である。

表 1.3 加振実験に使用した実地震波記録

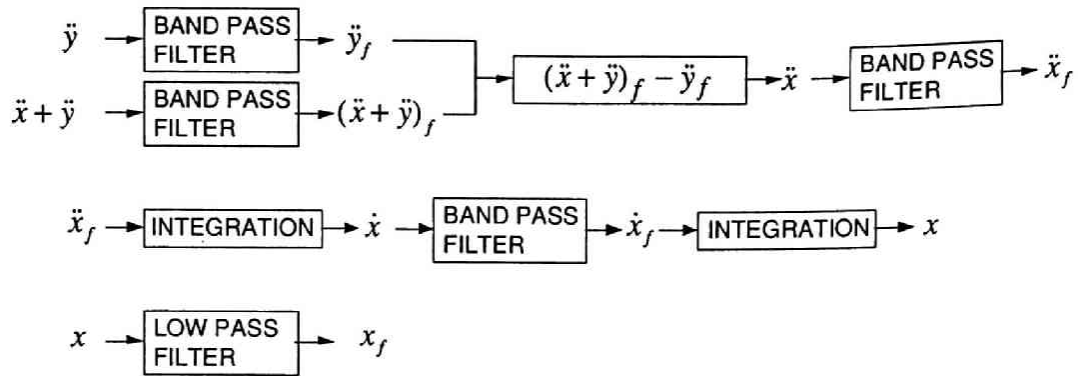
地震波名	時間軸縮尺率	継続時間(sec)
El Centro NS・EW成分 Imperial Valley 地震 (1940年5月18日)	0.6	18.0
	0.8	24.0
Taft NS・EW成分 Kern Country 地震 (1954年7月21日)	0.6	18.0
	0.8	24.0
八戸港湾 NS・EW成分 十勝沖地震 (1968年5月16日)	0.6	24.0
	0.8	32.0

実地震波による加振実験には、El Centro (Imperial Valley 地震、1940年5月18日)、Taft (Kern Country 地震、1954年7月21日)、八戸港湾 (十勝沖地震、1968年5月16日) の地震におけるNS、EW成分の加速度記録を用いた。但し、試験体の固有周期が実際の塔状鋼構造物の固有周期と比較して短いため、それぞれの記録の時間軸を0.6、0.8倍に縮めて周波数成分の調整を行った。表 1.3 に使用した地震波の一覧を示す。

加振方向は、共振実験では水平 1 方向のみ、実地震波による加振実験では水平 2 方向に NS、EW の各成分をそれぞれ入力した。入力加速度の大きさはいずれも最大 100 gal 程度である。

試験体の頂部・重錘の取り付け位置にひずみゲージ式加速度計 (容量 2G、応答周波数 70Hz、重量 25g)、振動台上にサーボ式加速度型振動計 (容量 2G、応答周波数 400Hz) をそれぞれ取り付け、それぞれ水平 2 方向の加速度を計測した。また丸鋼塔体基部には抵抗線歪ゲージ (弾性1軸) を貼付して歪量も計測した。加速度計・歪ゲージの出力は動歪計により増幅した後 A/D 変換器によりデジタル量に変換し、計測用コンピュータの記憶装置に収録した。A/D 変換器のサンプリング周期は 3 msec. である。

実験から得られたデータは入力地動加速度と試験体加速度計設置位置での応答絶対加速度である。図 1.4 に示す過程にしたがって計測値のフィルタリングと積分を繰り返し、加速度計設置位置での相対応答加速度・速度・変位をそれぞれ求めた。フィルタリングには、線形な過渡域を持つ Ormsby フィルタと過渡域の leakage を低減する Kaiser ウィンドウを結合させたデジタルフィルタ[5,6]を用い、通過周波数帯域は 0.5 ～ 55.0 Hz の間とした。



NOTATIONS

MEASURED DATA	\ddot{y}_f	INPUT ABSOLUTE ACCELERATION MEASURED ON THE TABLE
	$\ddot{x} + \ddot{y}$	ABSOLUTE ACCELERATION RESPONSE MEASURED ON THE TOP
ACQUIRED DATA	$(\ddot{x} + \ddot{y})_f$	FILTERED ABSOLUTE ACCELERATION ON THE TABLE
	\dot{x}_f	FILTERED RELATIVE VELOCITY RESPONSE
	x_f	FILTERED RELATIVE DISPLACEMENT RESPONSE

図 1.4 実験測定値からの時刻歴データ生成過程

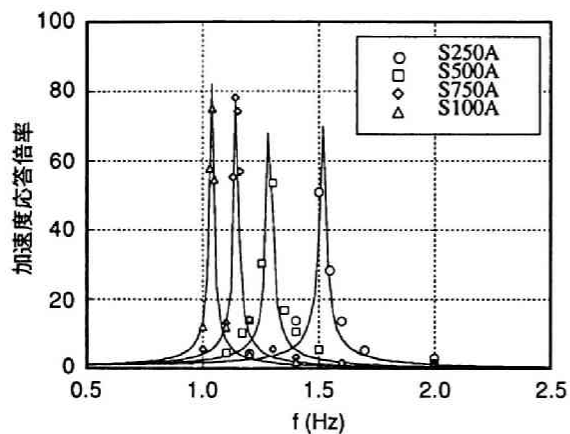
1.3 実験結果

1.3.1 共振実験による試験体の基本動特性

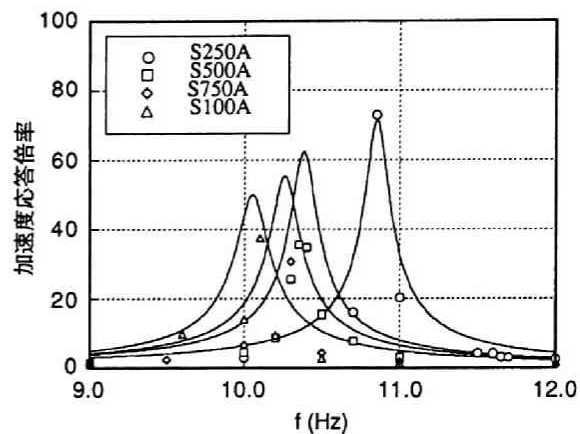
正弦波加振による共振実験から得られた各試験体の基本的な動特性を以下に示す。

ある振動数の正弦波形をうけたときの試験体頂部での絶対応答加速度を地動加速度で除して求めた加速度応答倍率を縦軸に、振動数を横軸にとりプロットした結果の一例を図 1.5(a) ~ 図 1.5(f) に示す。

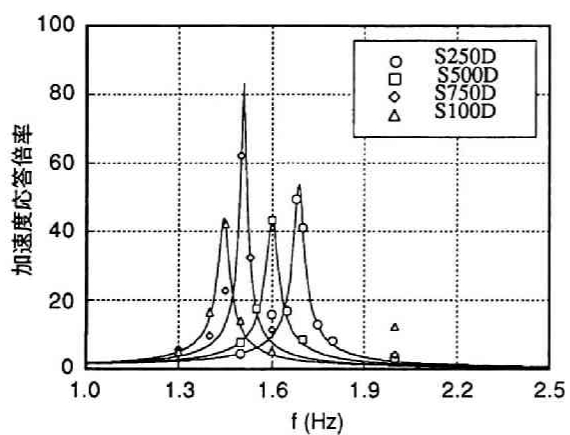
図中にプロットした各点は計測値を示し、曲線は式 (1.1) で求められる正弦波地動を受ける 1 質点系の減衰振動加速度応答倍率 $|S_a(i\omega)|$ を示す共振曲線を実験値から最小 2 乗近似により求めたものである。



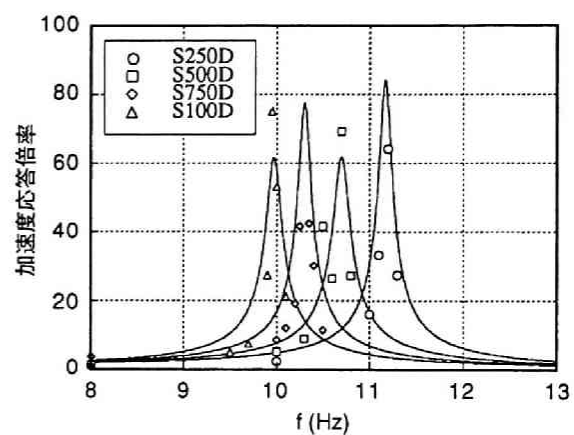
(a) タイプSA 1次モード



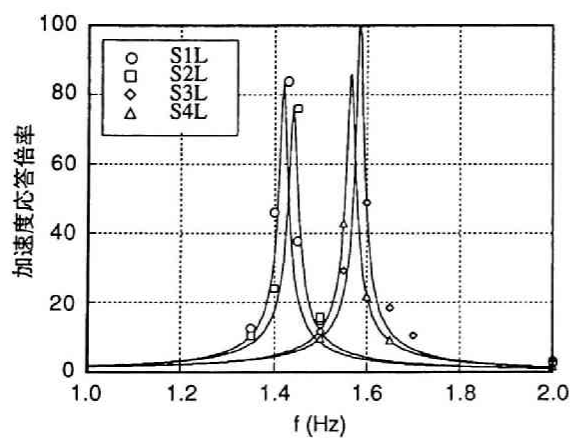
(b) タイプSA 2次モード



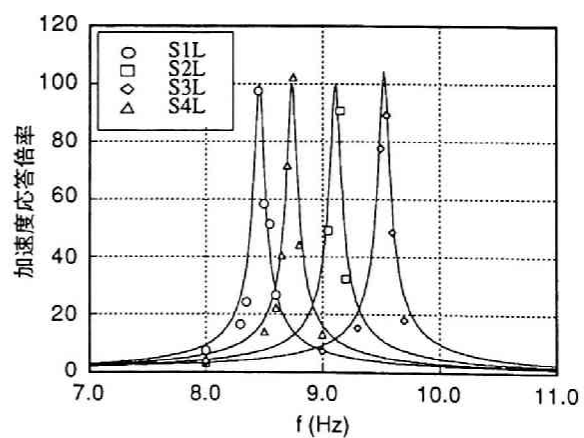
(c) タイプSD 1次モード



(d) タイプSD 2次モード



(e) タイプSL 1次モード



(f) タイプSL 2次モード

図 1.5 Sシリーズ試験体の共振曲線

$$|S_a(i\omega)| = \sqrt{\frac{1 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2}{\{1 + (\omega/\omega_0)^2\}^2 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2}} \quad (1.1)$$

図 1.5(a)、図 1.5(b) は頂部に重錘のついた 1 質点モデルに置換できるタイプ SA 試験体の 1 次モード、2 次モードの共振実験結果を示しており、1 次固有振動数は約 1.0 ～ 1.5 Hz、2 次固有振動数は約 10.0 ～ 10.8 Hz、減衰定数は 1 次、2 次ともに約 0.007 ～ 0.010 程度の範囲にある。

図 1.5(c)、図 1.5(d) は 3 分割モデルの塔高 2/3 点にのみ重錘を取り付け、頂部とあわせて 2 質点モデルに置換できるタイプ SD 試験体の共振実験結果を示す。1 次固有振動数は約 1.4 ～ 1.7 Hz、2 次固有振動数は約 10.0 ～ 11.2 Hz、減衰定数は 1 次、2 次ともに約 0.006 ～ 0.012 程度の範囲にある。

図 1.5(e)、図 1.5(f) は 3 分割モデルの塔高 1/3 及び 2/3 点に重錘を取り付け、頂部とあわせて 3 質点モデルに置換できるタイプ SL 試験体の共振実験結果を示す。1 次固有振動数は約 1.4 ～ 1.6 Hz、2 次固有振動数は約 8.5 ～ 9.5 Hz、減衰定数は 1 次、2 次ともに約 0.004 ～ 0.009 程度の範囲にある。

各試験体について同様の共振曲線を最小 2 乗近似により求め、これから得た基本的動特性を表 1.4 (S シリーズ 2 分割モデル)、表 1.5 (S シリーズ 3 分割モデル、W シリーズ) にそれぞれ示す。

表 1.4 試験体固有振動数・減衰定数実測値 (2 分割型)

試験体	固有振動数 (Hz)		減衰定数	
	1 次	2 次	1 次	2 次
S0	1.80	—		—
S250A	1.518	10.854	0.0100	0.0070
S500A	1.287	10.383	0.0090	0.0080
S750A	1.145	10.261	0.0065	0.0090
S100A	1.039	10.054	0.0065	0.0100
S250B	1.788	10.411	0.0067	0.0040
S500B	1.734	9.493	0.0072	0.0110
S750B	1.680	8.962	0.0100	0.0100
S100B	1.663	8.460	0.0068	0.0038
S1C	0.997	6.857	0.0080	0.0120
S2C	1.016	7.676	0.0125	0.0130
S3C	1.264	7.206	0.0116	0.0129
S4C	1.233	7.204	0.0125	0.0170

表 1.5 試験体固有振動数・減衰定数実測値 (3分割型)

試験体	固有振動数 (Hz)		減衰定数	
	1 次	2 次	1 次	2 次
S250D	1.687	11.168	0.0093	0.0059
S500D	1.601	10.693	0.0115	0.0079
S750D	1.508	10.302	0.0060	0.0065
S100D	1.445	9.972	0.0113	0.0081
S250G	1.813	10.815	0.0070	0.0029
S500G	1.815	10.078	0.0085	0.0047
S750G	1.786	9.522	0.0082	0.0060
S100G	1.781	9.018	0.0100	0.0048
S1J	0.940	7.284	0.0100	0.0116
S2J	0.990	8.122	0.0090	0.0150
S3J	1.209	8.794	0.0077	0.0090
S4J	1.123	7.898	0.0065	0.0087
S1L	1.419	8.457	0.0060	0.0053
S2L	1.441	9.112	0.0065	0.0036
S3L	1.585	9.529	0.0048	0.0054
S4L	1.566	8.739	0.0057	0.0049
WA	16.395	—	0.0064	—
WB	10.466	—	0.0065	—
WC	8.416	—	0.0142	—

S シリーズ全体で見れば 1 次固有振動数が約 1.0 ～ 1.8 Hz、2 次固有振動数は約 7.2 ～ 11.2 Hz である。また減衰定数は 1 次、2 次ともに約 0.004 ～ 0.014 程度の範囲であり、一般的な鋼構造物と比較すればかなり小さい値となっている。

1.2.1 項に示した慣用式によりこれらの試験体の実規模に相当する塔高を略算すれば、 $T_1 \doteq 0.012H$ (sec) として $H = 50 \sim 80$ m 程度の構造物に相当する基本固有周期を持つことになる。実地震波による加振実験で入力した地震波記録は時間軸を 0.6 倍～0.8 倍に縮小しているから相対的に固有周期の長い構造物に相当する応答を扱うことになり、この点を考慮すれば、 $H = 60 \sim 130$ m 程度の塔状構造物を対象とすることになる[7]。

ダブルワレン形式の塔体部を持つ W シリーズの 1 次モード固有振動数は約 8.5 ～ 16.4 Hz であり、S シリーズの 2 次モードと同等程度に大きい。また、2 次モードについてはさらに固有振動数が大きいため、振動台の能力上の制限により計測していない。減衰定数は 0.006 ～ 0.014 で S シリーズと同程度であり、また、試験体に相当する実架構の規模は $H = 10 \sim 20$ m 程度である。

1.3.2 実地震波記録による加振実験結果

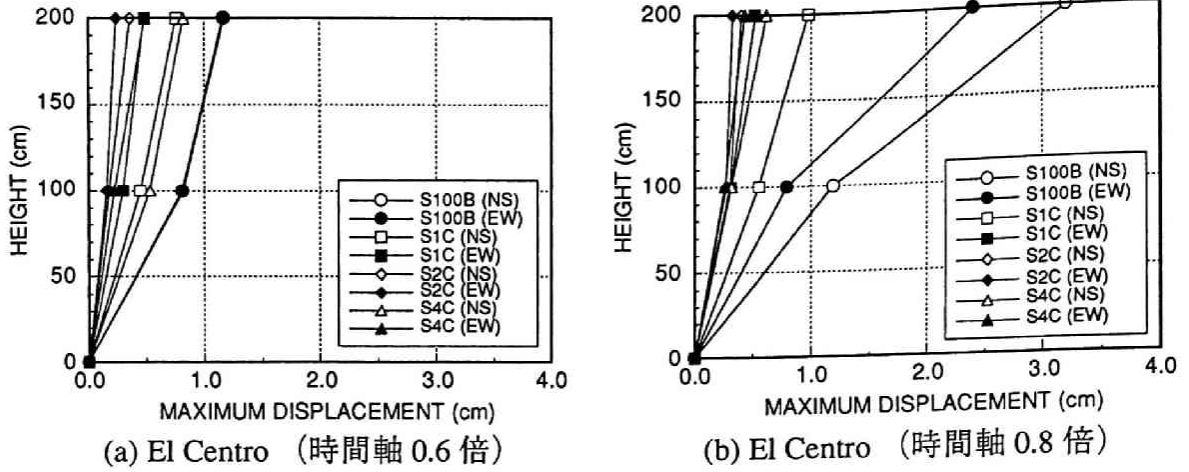


図 1.6 SB、SCタイプ最大応答変位

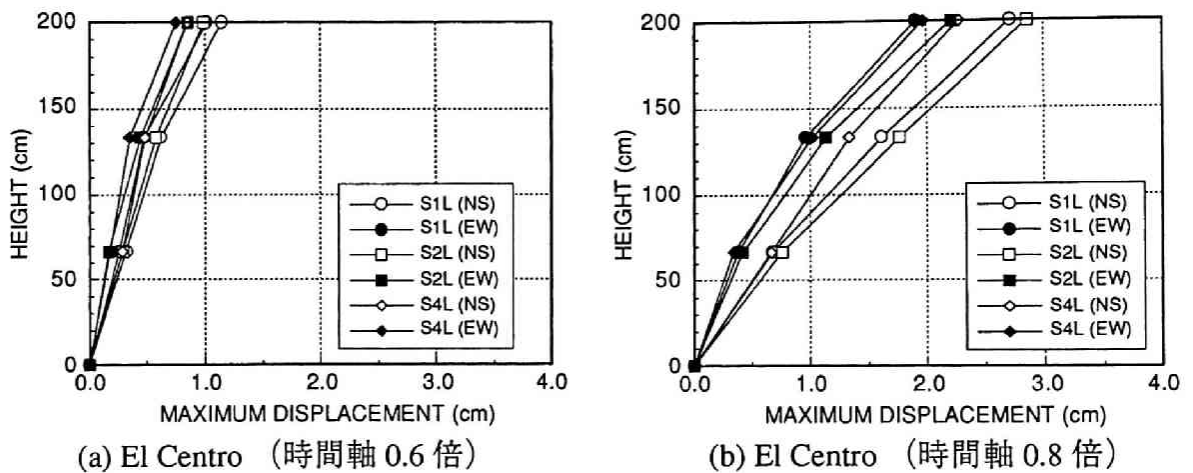


図 1.7 SLタイプ最大応答変位

実地震波加振に用いた入力地震動の卓越振動数はおよそ 5.0 ～ 10.0 Hz であり、これは S シリーズの 2 次モード、W シリーズの 1 次モードに近い。したがって、本章の実地震波による加振実験では、S シリーズ（質量分布型）では 2 次モード、W シリーズ（ダブルワレン型）では 1 次モードが卓越した振動性状を示しているものと考えられる。

全ての試験体の質量は塔体部とそれに取り付けた集中質量とからなる。そこで以下では、連続体塔体部の分布質量も集中質量に置換し、加速度計による応答記録が得られている箇所、すなわち試験体頂部と重錘取り付け位置に、表 1.1 ～ 表 1.2 に示す値の質点を持つ集中質量型の振動モデルとして取り扱う。

質量分布と応答の特徴との関係を見るために、実地震波加振中に加速度計設置位置で計測した応答値から図 1.4 の過程をへて求めた相対応答変位の最大値の一例を図 1.6、図 1.7 に示す。図の縦軸は質点位置 (cm) を示し、横軸はその位置での最大応答変位 (mm) を示す。

図 1.6 は頂部と 1/2 分割点に集中質量のあるタイプで、頂部の質量が極端に小さい S100B から、頂部と 1/2 分割点の質量がほとんど同じ SC タイプまで 4 種の試験体について、El Centro 地震波の時間軸を 0.6 倍に縮小した場合を (a)、0.8 倍に縮小した場合を (b) に示す。時間軸の縮小率により応答変位の大きさは異なるが、両図に共通する傾向として、頂部質量が相対的に小さい S100B (図中の○、●) の頂部における変位がかなり大きく、いわゆる鞭打ち現象を生じていることが分かる。頂部質量が比較的大きい SC タイプでは中間部と頂部の変位応答には大きな差異は見られない。

図 1.7 は 3 分割点に集中質量を配した SL タイプによる最大応答変位を示す。このモデルの特徴は、先の SC タイプの頂部に更に小さい質点を追加した質量分布となっている点である。図 1.6 の SC タイプによる結果と比較すれば、中間部の質量分布によらず、いずれも頂部に近い点ほど変位が増大する傾向を示しており、前述の S100B と同様である。

1.4 質量分布と地震力の高さ方向分布

耐震設計を規定している各国の設計基準では設計用地震力の算定方法は様々であるが、基本的には各階レベル毎に作用する地震力 P_i あるいは層せん断力 Q_i として静的水平荷重を算定するものである。その算定方法はあるレベル i での重量 w_i またはレベル i よりも上の部分の重量 W_i に、震度 K_i または層せん断力係数 C_i などと呼ばれる係数を乗じるものがほとんどである。すなわち、

$$P_i = K_i w_i \quad (1.2)$$

あるいは、

$$Q_i = C_i W_i \quad (1.3)$$

である。

地震力の大きさを左右するさまざまな因子の影響は震度 K_i や層せん断力係数 C_i などの係数を決定するプロセスの中で考慮されており、地震力の高さ方向分布もこ

れに含まれる。

わが国の最初の耐震規定である市街地建築物法（1924年）では高さ方向の分布に関する規定はなく水平震度は高さによらずベースシヤ係数に等しい一定値（0.1以上）に採られていたが、近年の耐震規定ではほとんどの国でそれぞれ高さ方向の分布に対する規定が含まれている。これらの一般的傾向は頂部に近いほど震度が大きくなる点を考慮したものであるが、その表現方法は種々あり、大別すれば、震度を逆三角形型の分布としたもの、逆三角形型の震度分布に頂部集中荷重を組み合わせたもの、放物線型の震度分布としたもの、振動モード形状に応じて分布させたもの、などがあげられる[8]。現在のわが国の耐震規定はこれらのいずれとも異なり、 A_i 分布と呼ばれる次式の分布係数を用いて層せん断力係数 C_i を規定している。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \quad (1.4)$$

ここで、 α_i : 基準化重量 W_i/W
 W_i : i 層以上の重量
 W : 地上部分の全重量
 T : 1次固有周期 (sec)

である。

これらの耐震規定による地震荷重は一般建築物を対象としているために、構造物の振動モデルとしてはせん断モデルを採用しており、また、振動モードとしては基本振動モードのみを取り扱うものが大半である。しかし、塔状構造物については曲げせん断型の振動モデルに近い応答を示し、また 2 次以上の高次モードの影響が大きい場合も考えられるから、このような仮定の違いにより地震荷重の評価には適切でない場合もあると考えられる。そこで以下では、一般的な建築物における地震荷重の高さ方向の分布が A_i 分布に従うものとみなし、実験記録から求めた層せん断力係数の分布と比較することにより、塔状構造物の作用する地震荷重の高さ方向の分布の特徴を調べる。

ここでは、実地震波加振実験から得た地震応答記録に基づいて次の値を求めた。すなわち、各質点の質量と実験から得たその点での応答加速度の最大値を用いて、各質点位置における最大層せん断力を水平直交 2 方向、および両方向成分を合成した方向についてそれぞれ求めた。また、この値を基に層せん断力係数、ならびに層せん断力係数をベースシヤ係数で除して無次元化した値（以後、層せん断力係数分布係数と呼ぶ）をそれぞれ求めた。

表 1.6 層せん断力係数（2分割型2質点モデル）

試験体	入力地震波 (時間縮尺)	X方向 (EW)		Y方向 (NS)		2方向	
		1/2 分割点	頂部	1/2 分割点	頂部	1/2 分割点	頂部
S500B	El Centro (0.6)	0.277	0.479	0.278	0.493	0.390	0.633
	El Centro (0.8)	0.315	0.455	0.244	0.353	0.398	0.580
S100B	El Centro (0.6)	0.294	0.490	0.140	0.303	0.352	0.601
	El Centro (0.8)	0.269	0.488	0.280	0.527	0.394	0.719
S1C	El Centro (0.6)	0.152	0.127	0.188	0.161	0.246	0.208
	El Centro (0.8)	0.163	0.126	0.184	0.155	0.237	0.197
	Taft (0.8)	0.372	0.286	0.337	0.282	0.471	0.385
S2C	El Centro (0.6)	0.207	0.148	0.157	0.127	0.258	0.195
	El Centro (0.8)	0.310	0.210	0.274	0.200	0.393	0.276
	Taft (0.8)	0.547	0.373	0.515	0.374	0.666	0.481
S4C	El Centro (0.6)	0.179	0.183	0.241	0.253	0.294	0.302
	El Centro (0.8)	0.310	0.283	0.330	0.330	0.432	0.415
	Taft (0.8)	0.487	0.450	0.518	0.515	0.694	0.685

表 1.7 層せん断力係数（3分割型2質点モデル）

試験体	入力地震波 (時間縮尺)	X方向 (EW)		Y方向 (NS)		2方向	
		2/3 分割点	頂部	2/3 分割点	頂部	2/3 分割点	頂部
S500D	El Centro (0.6)	0.138	0.254	0.215	0.432	0.267	0.521
	El Centro (0.8)	0.153	0.289	0.240	0.479	0.541	0.282
S100D	El Centro (0.6)	0.194	0.416	0.209	0.473	0.285	0.628
	El Centro (0.8)	0.157	0.316	0.191	0.407	0.247	0.516
S1J	El Centro (0.6)	0.200	0.189	0.260	0.252	0.330	0.320
	El Centro (0.8)	0.232	0.229	0.235	0.234	0.333	0.229
	Taft (0.8)	0.404	0.387	0.370	0.345	0.503	0.526
S2J	El Centro (0.6)	0.203	0.165	0.172	0.142	0.284	0.231
	El Centro (0.8)	0.230	0.195	0.208	0.176	0.310	0.267
	Taft (0.8)	0.496	0.401	0.422	0.316	0.605	0.492
S4J	El Centro (0.6)	0.225	0.275	0.198	0.232	0.284	0.347
	El Centro (0.8)	0.372	0.474	0.307	0.391	0.485	0.621
	Taft (0.8)	0.486	0.782	0.486	0.622	0.763	0.994
		1/3 分割点	頂部	1/3 分割点	頂部	1/3 分割点	頂部
S500G	El Centro (0.6)	0.377	0.482	0.418	0.555	0.477	0.618
	El Centro (0.8)	0.315	0.436	0.338	0.453	0.428	0.603
S100G	El Centro (0.6)	0.280	0.416	0.263	0.405	0.390	0.590
	El Centro (0.8)	0.356	0.554	0.386	0.550	0.521	0.789

表 1.8 層せん断力係数 (3 分割型 3 質点モデル)

試験体	入力地震波 (時間縮尺)	X方向 (EW)			Y方向 (NS)			2方向		
		1 / 3 分割点	2 / 3 分割点	頂部	1 / 3 分割点	2 / 3 分割点	頂部	1 / 3 分割点	2 / 3 分割点	頂部
S1L	El Centro (0.6)	0.251	0.223	0.705	0.228	0.197	0.589	0.341	0.296	0.926
	El Centro (0.8)	0.252	0.257	0.630	0.229	0.226	0.510	0.330	0.334	0.793
	Taft (0.8)	0.359	0.359	0.977	0.303	0.303	0.732	0.461	0.453	1.187
S2L	El Centro (0.6)	0.183	0.170	0.439	0.188	0.168	0.404	0.255	0.238	0.596
	El Centro (0.8)	0.208	0.209	0.521	0.239	0.244	0.545	0.305	0.311	0.733
	Taft (0.8)	0.431	0.431	1.130	0.350	0.350	0.805	0.584	0.546	1.340
S4L	El Centro (0.6)	0.223	0.292	0.488	0.199	0.203	0.382	0.290	0.292	0.609
	El Centro (0.8)	0.349	0.372	0.802	0.304	0.315	0.609	0.445	0.470	0.979
	Taft (0.8)	0.431	0.431	1.130	0.350	0.350	0.805	0.584	0.546	1.340
WA	El Centro (0.6)	0.360	0.502	0.713	0.300	0.428	0.545	0.403	0.653	0.889
	Taft (0.6)	0.313	0.399	0.540	0.237	0.303	0.358	0.380	0.486	0.616
	八戸 (0.6)	0.232	0.291	0.408	0.169	0.202	0.255	0.268	0.321	0.423
WB	El Centro (0.6)	0.397	0.511	0.622	0.464	0.558	0.666	0.609	0.780	0.912
	Taft (0.6)	0.725	0.934	1.136	0.755	0.970	1.118	1.056	1.363	1.604
	八戸 (0.6)	0.355	0.435	0.513	0.336	0.402	0.455	0.434	0.519	0.609
WC	El Centro (0.6)	0.263	0.299	0.323	0.248	0.288	0.309	0.289	0.328	0.355
	Taft (0.6)	0.630	0.745	0.800	0.555	0.653	0.699	0.811	0.957	1.033
	八戸 (0.6)	0.322	0.371	0.403	0.295	0.340	0.361	0.409	0.474	0.507

求めた層せん断力係数を表 1.6 ～ 表 1.8 に示す。表 1.6 には S シリーズの質点数 2 で塔高 2 分割点にある SB、SC タイプ、表 1.7 に質点数が 2 でその位置が塔高 3 分割点にある SD、SJ、SG タイプ、表 1.8 に質点数が 3 で塔高 3 分割点にある SL タイプおよび塔体部がダブルワレン型の W シリーズの試験体の値である。

また、これらの表中の値から層せん断力係数分布係数を求めた結果を、新耐震基準の A_i 分布と比較して図 1.8 ～ 1.10 に示す。各図の縦軸は基準化重量 α_i を示し、横軸は層せん断力係数分布係数を示す。

図 1.8 は頂部と 1/2 分割点に集中質量のあるタイプで、頂部の質量が極端に小さい S100B から、頂部と 1/2 分割点の質量がほとんど同じ SC タイプまで 4 種の試験体の結果である。入力地震波は El Centro 地震波の時間軸を 0.6 倍、0.8 倍に縮小したもので、それぞれ水平 2 方向の成分についての結果を示す。

入力波や成分の違いによらず、頂部質量が極端に小さい S100B (図中●印) の層せん断力係数分布係数が最も大きくなっているが、その大きさは A_i 分布とほぼ同じ値を示している。SC タイプではいずれもせん断力係数分布係数は A_i 分布よりも小さ

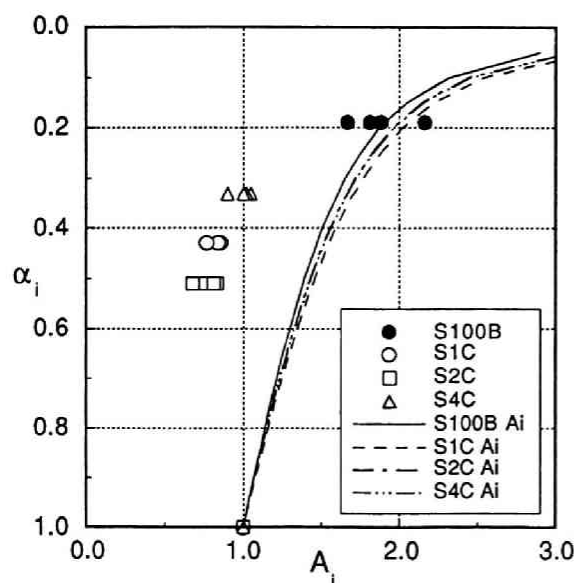


図 1.8 SB、SCタイプ
地震層せん断力係数分布

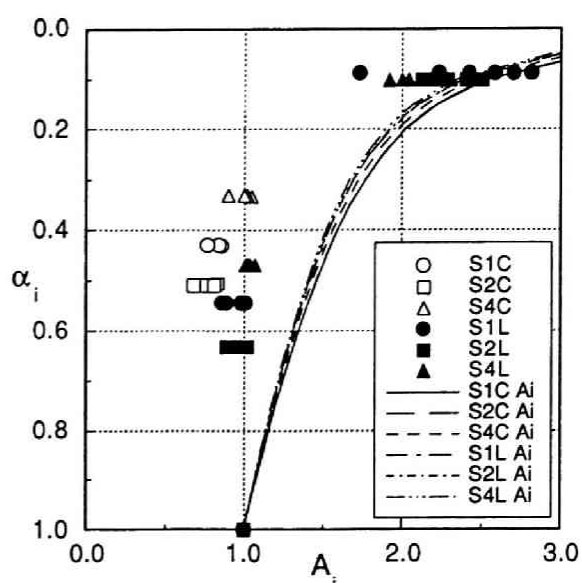


図 1.9 SC、SLタイプ
地震層せん断力係数分布

く、1 前後の値を示している。

図 1.9 は、先の SC タイプと、その上部にさらに小さい質点を追加した質量分布形状の SL タイプ、合わせて 6 種の試験体に関する結果で、入力が El Centro 地震波の時間軸 0.6 倍、0.8 倍、および Taft 地震波の 0.8 倍の場合について示す。

SL タイプの中間部における値はいずれも 1.0 前後で A_i 分布と比較すれば小さく、SC タイプとほぼ同じ値になっている。しかし、頂部では急激に大きくなっており、その値は A_i 分布と同程度である。これは質量が中間点と比較してかなり小さいために相対的に大きくなったものであり、先の S100B の頂部と同じ傾向を示すものと考えられる。

これらの S シリーズ試験体はいずれも 2 次モードが卓越した振動をしており、この場合のせん断力係数分布係数は、1 次モードを基準に算出される A_i 分布に近い分布形状を示していると考えられる。

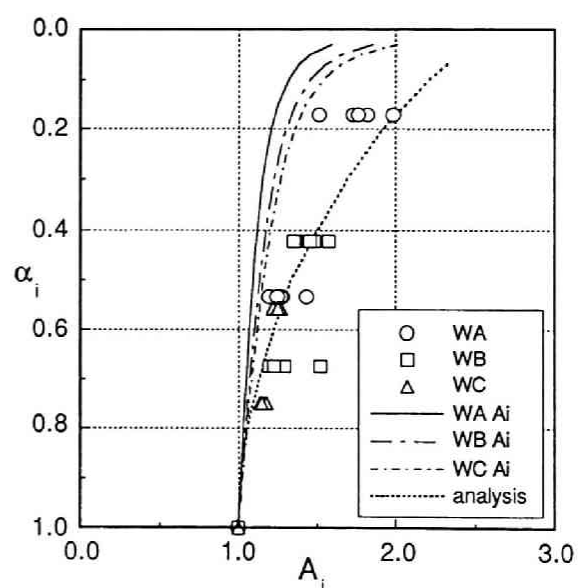


図 1.10 Wシリーズ
地震層せん断力係数分布

次に、図 1.10 に W シリーズの 3 体の試験体について、3 分割 3 質点モデルの場合の結果を示す。このシリーズでは先の S シリーズと基本的動特性が異なり、1 次モードが卓越した応答を示しているが、層せん断力係数分布係数は全般にわたり A_i 分布よりも大きな値を示している。

図中に太い点線で示すのは曲げせん断型振動モデルによる解析値である。高さ方向の質量分布がほぼ等分布となる塔状トラス構造物を 6 質点系に置換し、主柱材および斜材の剛性から塔体部全体の曲げ剛性とせん断剛性を計算して得た曲げせん断型振動モデルを用い、El Centro 地震波による弾性応答解析の最大応答値から層せん断力係数分布係数を算出したものである。この曲げ変形を考慮した解析値を W シリーズの実験値と比較すれば両者は中間部から頂部まで高さ方向全般にわたって良い対応を示しており、実験値と同様に A_i 分布よりも大きな値を示している。

A_i 分布と解析値の重要な相違点は、仮定する振動系がせん断型であるか曲げせん断型であるかの違いであり、骨組のアスペクト比が比較的大きい塔状鋼構造物では曲げ変形が卓越するため A_i 分布とは異なる分布性状を示す。従って、地震層せん断力係数分布係数として新耐震設計基準で使用されている A_i 分布をそのまま用いると、地震層せん断力を過少評価することになり、曲げ振動系が卓越することを考慮したモデルによるせん断力係数分布を採用する必要があると考えられる。

1.5 結論

塔状鋼構造物に特徴的な高さ方向の質量分布を持つ試験体を各種用いて振動台による動的加振実験を行い、弾性振動時の動特性を調べた。一般建築物の地震荷重の高さ方向分布は A_i 分布によるものとみなし、これと比較して塔状鋼構造物の地震荷重の高さ方向分布の特徴をまとめると以下の通りである。

(1) 塔高 50 ～ 100m 程度の鉄塔であれば、過去の地震記録による卓越振動数に対して 2 次モードが卓越する場合が多く、その場合に層せん断力係数分布係数は A_i 分布と大差ないと考えられるが、頂部の質量が軽くなるに従って相対的に頂部の層せん断力係数が大きくなる傾向がある。従って、機能上などの理由で厳しい変形量の制限が課せられる場合（例えば無線鉄塔・通信鉄塔）には特に注意が必要である。

(2) 1 次振動モードが卓越して振動する場合、地震層せん断力係数の分布係数と

して新耐震設計基準で規定される A_i 分布によれば地震層せん断力の過小評価につながる場合があり危険側となる。従って曲げせん断型の振動系を仮定して地震力を評価する必要がある。

第1章 参考文献

- [1] 日本建築センター編：構造計算指針・同解説、新洋社、1981年.
- [2] 金彦潔・甲津功夫・吹田啓一郎・平川恭章：塔状構造物の耐震性評価に関する基礎的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、pp.779～780、1986年8月
- [3] 日本電信電話公社建築局編：施設局構造設計指針・同解説（総則編）、1981年.
- [4] 日本建築学会編：建築物の耐震設計資料、1981年.
- [5] Joseph F. A. Ormsby : Design of Numerical Filters with Applications to Missile Data Processing, Journal of the Association for Computing Machinery, Vol.8, pp.440-466, 1961.
- [6] J. Marcial Blondet : Studies on Evaluation of Shaking Table Response Analysis Procedures, Report No. UCB/EERC-81/18, 1981.
- [7] 日本建築学会構造標準委員会編：構造物試験における諸問題、p.13、1974年.
- [8] 日本建築学会編：地震荷重—その現状と将来の展望、第5章、pp.211-237、1988年.

第2章

鉄塔一架渉線連成系構造物の動力学的特性

2.1 序論

2.1.1 研究目的

塔状鋼構造物が一般的な建築構造物と異なる構造上の特徴のひとつに、用途によって質量・配置・構造特性の全く異なる付属物が取付けられる点があり、付属物の挙動が風や地震などの動荷重に対する構造物全体の動的挙動に大きな影響を及ぼす場合が多い。このような例として以下の構造物が挙げられる[1]。

- ・ 観覧鉄塔・マイクロ無線鉄塔などの頂部に大きな重量物が取りつく構造物で、極端にトップヘビーな質量分布となり地震時に顕著な動的応答が予測される場合。
- ・ 通信鉄塔、航空管制塔のように機能上、応答の大きさに一定の制限が設けられる場合。
- ・ 高架水槽における水槽内の水のスロッシング現象のように、構造物系の中で特異な振動現象が予測される場合。

一般に、これらの特異な動特性を持つと考えられる塔状鋼構造物の設計では固有周期・振動モードなどの基本的動特性を的確に評価する必要がある、そのための構造物のモデル化には架構形式・規模などの構造的特徴を踏まえた上で、曲げ・せん断多質点系モデルあるいは連続体モデルなどの中から選択する必要がある。

本章では、特異な動的挙動が予測される構造物の中でも特に送電鉄塔に見られるケーブルと塔状構造物からなる連成系構造物に着目し、地震時を対象に実験および解析的手法によりその動特性を調べた。

この種の塔状鋼構造物の特徴は、第1にケーブル自身が独自の振動特性を有している点で、比較的低振動数の横波モードから高振動数の縦波モードまで多数の振動モードが存在する。このようなケーブル独自の振動は特に風荷重時のようにケーブルに直接動荷重が作用する場合に問題となる。第2にケーブルを介して多数の塔状鋼構造物が連結されていることにより隣接する鉄塔群の間で連成振動し、単独の鉄塔とは異なる動特性を持つ点である。特に送電鉄塔は地形の複雑な山間部に建設される場合が多く、個々の鉄塔の高さや重量、あるいは架渉線の取り付けられる角度は全て異なる場合が多い。このため基本的動特性の異なる構造物が多数連結された複雑な振動系を構成することになり、地震などによる動荷重の作用を受けたときの応答は、単独の構造物とは相当異なることが予想される。

近年発生した数件の大地震時には比較的小規模な架空配電設備において傾斜・倒壊の被害例が多く見られる。その主要な原因は軟弱地盤地域における支持力不足あるいは地盤の移動や液状化によるものであるが、折損被害の原因は地際部の固定条件と架線・支線の張力の影響が大きいことが指摘されている[2]。しかし、過去に国内で送電鉄塔が地震により重大な被害を受けた例はほとんどなく、台風などの風による被害が多い。このため、現行の設計においては風荷重に対する規定は詳細に定められているが、地震の影響は特に考慮されていない場合が多い[3]。

一方、近年の大都市を中心とする電力需要が急激に増加していることと、原子力・火力を中心とする大規模な発電設備が都市から遠隔地に多数建設されたことにより、高電圧・大容量の送電設備が必要となり、送電鉄塔は高さ100m以上に大型化したものが多数建設されている。これらの大型送電鉄塔は大規模化する架渉線や腕金の影響も大きく、耐震性に検討を加えることの重要性が指摘されている[13]。

本研究では、特に地震時における鉄塔－架渉線連成系の動的応答が架渉線の存在によりどのような影響を受けるかという点を主眼に、単純化された模型を用いた振動台による動的載荷実験を行った。実験から得られたデータによりシステム同定の手法を用いて振動中の鉄塔試験体の動特性を調べると共に、これらの結果を検証しながら架渉線の非線形挙動を考慮に入れた数値解析を行って、連成系の応答の特性を調べた。

2.1.2 既往の研究

(1) ケーブルの振動特性

ケーブルの自由振動特性に関する研究は古くから行われているが、近年も多くの研究成果が発表されている。

山口・伊藤は完全可撓性と伸張性を仮定したケーブルの3次元連続体としての振動を取扱う場合の厳密な定式化を行い、微小変位の仮定による線形支配方程式を求め固有値解析を行っている[4]。また、構造物に使用される多くのケーブル構造は幾何学的非線形性を有することから、線形系の初期状態の固有モードを基準座標にとり、これを一般化変位として幾何学的非線形項を含む運動方程式を直接積分法で積分することにより弱非線形問題に適用し、正弦波外乱に対する時間応答解析を行っている[5]。これらの結果から、特に、ケーブルの振動特性は 1 つの材料パラメータ（縦波・横波伝播速度比）と 2 つの形状パラメータ（サグ比と両支持点の傾斜角）により決まること、固有モードの特徴として、低次固有振動数領域において同一振動数で3つの固有モード（面内 2 方向、面外 1 方向）が存在し、特定のサグ比に対して高次モードへの遷移領域が存在すること、時間応答特性に対してもサグ比が重要なパラメータとなり、振動方向・モード形状により張力・変位の応答特性が異なること、などが指摘されている。

真柄・川股ら[6,7]は、2 方向ケーブルネットなどの不安定吊構造の大変形時には部材の剛体変位のみで構成されるリンク運動が変位の大部分を占める点に着目し、部材変形を無視したリンク機構のみでの釣合可能形状を決定するために、節点変位と部材軸力を未知数とする混合法形式の非線形方程式を導き、数値解析により形状決定と変形解析を行う手法を提案している。さらに部材のひずみ及び初期応力を伴う場合に拡張し、幾何学的非線形問題の厳密解を得る方程式を誘導し数値解析を行った結果についても報告している。

(2) 鉄塔－架渉線連成系の強風時振動特性

小園・前田・牧野ら[8,9]は、真柄・川股らの提案する混合法による解析手法を用い、鉄塔－送電線連成系の強風時の応答解析を目的とした数値解析的研究について報告している。塔高 60m 規模の耐張型鉄塔を対象とするモデルに対して、架渉線の端部拘束条件・サグ比・本数・分割数などをパラメータとする固有値解析、周波数応答解析を行った結果、周波数域毎の架渉線の固有振動モードの違いと、架渉線張力および鉄塔変位に及ぼす影響について報告している。また、特に低周波域の横波

モードに着目して起振機による実架構の振動実験と数値解析との比較検討を行った結果、鉄塔－架渉線連成系の固有振動モード特性を明かにし、架渉線が鉄塔に及ぼす影響として、

1. 架渉線から直接鉄塔に作用する動的張力（架渉線主導のモード）
2. 架渉線により結合された隣接鉄塔の影響（鉄塔主導のモード）

の2つを挙げ、架渉線主導のモードでは、低周波域で横波・奇数次モード、高周波域では縦波モードが動的張力に対する影響が大きいこと、鉄塔主導のモードでは、架渉線は鉄塔間で変形を伝える静的結合バネとして働き、鉄塔間の振動の位相差により固有周波数が分岐することなどを指摘している。

また、Kempener [10]らは塔高 50 m の鉄塔 6 基からなる実規模の鉄塔－架渉線系の静的および動的試験を行い、鉄塔単体の固有振動数・振動形について理論と実験の結果が 10% 程度の誤差で一致したと報告している。

(3) 鉄塔－架渉線連成系の強震時振動特性

地震時の動的応答について調べた研究として、以下のものがあげられる。

岩間・玉松ら [11,12]は、架渉線とガイシからなる振動系の動特性とその影響を考慮した鉄塔系の振動特性を把握するため 1 スパン実架渉線の動的加力実験を行い、架渉線ガイシ系の振動特性を調べるとともに、鉄塔との連成系について固有値解析、周波数応答解析を行った結果について報告している。その結果、主要な固有振動として、長周期の架渉線の固有振動と、塔体および腕金の固有周期に近接した周波数域におけるガイシの変位が卓越する固有振動が存在する。また、耐張型鉄塔連成系の地震時応答は、線路方向で架渉線ガイシ系の振動特性の影響を受けるが、架渉線による変形拘束により応答は単独鉄塔よりも小さくなること、線路直交方向は架渉線ガイシ系の応答が連成系の応答にほとんど影響を及ぼさないこと、などを指摘している。

小坪・高西ら [13-17]は、起振機実験、常時微動観測による実験と、固有値解析ならびに動的応答解析を行い、鉄塔－架渉線連成系の地震応答について詳細な一連の研究結果を報告している。

この中で、実架構の常時微動観測から、架渉線支持方法が懸垂型の鉄塔では加振方向によらず架渉線の影響は少ないが、耐張型の鉄塔では線路方向振動時に架渉線の影響を受け、架渉線のばね作用・質量作用を考慮する必要があることを指摘し、架渉線のばね定数の振動数特性を詳細に調べている。その結果、架渉線の固有モードは多数存在するが、特に振動数特性で顕著なピークを示す固有モードは数個に限

定されることを示し、これらのモードのみを考慮した簡略化した振動数特性を用いた振動形解析法により動的応答最大値を評価できることを示している。

この結果を基に耐張型鉄塔と架渉線からなる連成系の強震時線路方向振動解析を行った結果、変位・加速度・部材応力などの最大応答値は単独鉄塔の場合の最大応答と比較して同程度またはそれ以下であり、単独鉄塔に対する設計値が鉄塔－架渉線系中の鉄塔については、安全側の値を与えると結論づけている。

これら既往の研究において鉄塔－架渉線連成系の動特性は、架渉線の振動特性を把握し、それを考慮した連成系の動的応答を評価する形で行われている。特に架渉線の振動特性は、前述の小園ら、小坪ら、岩間らの研究により詳細に明らかにされており、動的応答に及ぼす影響の大きい架渉線振動モードとして、

- ・高周波域の縦波モード（5～50Hz）の1次あるいは2次モード
- ・低周波域の横波モード（0.2～1.0Hz）で奇数次にみられる遷移モード

があげられ、偶数次モードなどのその他の多くのモードは架渉線動的張力へのモード寄与は小さいことが報告されている。

また、架渉線の支持方法として、鉄塔腕金に架渉線張力が直接作用する耐張型と、直接張力が作用しない懸垂型の2種類が使用されているが、懸垂型鉄塔では架渉線との動的相互作用は認められず、その影響が問題となるのは耐張型鉄塔でしかも線路方向加振時であることがいずれの振動実験でも報告されている。

したがって、地震時を対象とした既往の連成系の動的応答解析は主に耐張型鉄塔の線路方向加振時の応答を中心に行われている。いずれの研究結果も、強震時の連成系の動的応答は単独鉄塔の応答を下回る場合が多く、架渉線の動的張力が連成系内の鉄塔の応答に及ぼす影響は安全側になる、とするものがほとんどである。これらの解析研究の対象となる複数の鉄塔と架渉線からなる連成系モデルは、いずれも鉄塔、架渉線などの諸元が同一で、一直線上に配置された鉄塔群を扱っている。

しかしながら、現実の送電鉄塔においては各鉄塔の基本的動特性や架渉線のサグ比（中央撓み－スパン比）、傾斜角などが多様な値をとるため、隣接する鉄塔の動的応答がそれぞれ異なり、連成系の動的応答はさらに複雑な挙動を示すことも予想されるが、これらの点も考慮した動的応答に関する研究はほとんどなされていないのが現状である。

2.2 塔体—架渉線連成系の動的加振実験

2.2.1 実験概要

本実験は、送電用鉄塔特有の付属物である架渉線が地震動を受ける鉄塔塔体部の挙動におよぼす影響を調べる目的で行ったもので、棒鋼を用いて簡略化した鉄塔模型と架渉線とからなる連成系の試験体を用意し、振動台を用いて正弦波あるいは実地震波記録による動的載荷実験を行った。

棒鋼を用いた鉄塔試験体では塔体部は主に曲げ振動型にモデル化して取り扱うことになるが、現実の送電鉄塔は山形鋼あるいは鋼管によるダブルワレン形式のトラス骨組で構成される場合が多く、棒鋼を用いた試験体による塔体部のモデル化が適切かどうかを確認する必要がある。そのため、ダブルワレン形式の模型試験体を併せて製作し、独立鉄塔としての動特性を棒鋼と比較検討するための実験も行った。

2.2.1.1 試験体

連成系試験体に用いた鉄塔部を図 2.1 に示す。塔体部が径 5mm、高さ 400mm のSS400相当丸鋼製で、頂部に板厚6mmの鋼板製の腕金部を取りつけ、さらに固有周期を調整するために腕金下に鉛のおもり（500 g）を取りつけた。

連成系試験体は図 2.2 に示すように鉄塔試験体 3 基をスパン 1058 mm で直線上に配置し、塔体部棒鋼の基部に切ったネジで振動台上の治具にネジ留めし、各腕金先端に 2 本ずつ計 4 本の架渉線で鉄塔間を繋いで構成される。3 基の鉄塔には端から順にN、M、S の名称を付し、鉄塔 N と M 間に架した架渉線は N-M1、N-M2、鉄塔 M と S 間に架した架渉線は M-S1、M-S2、の名称により区別する。

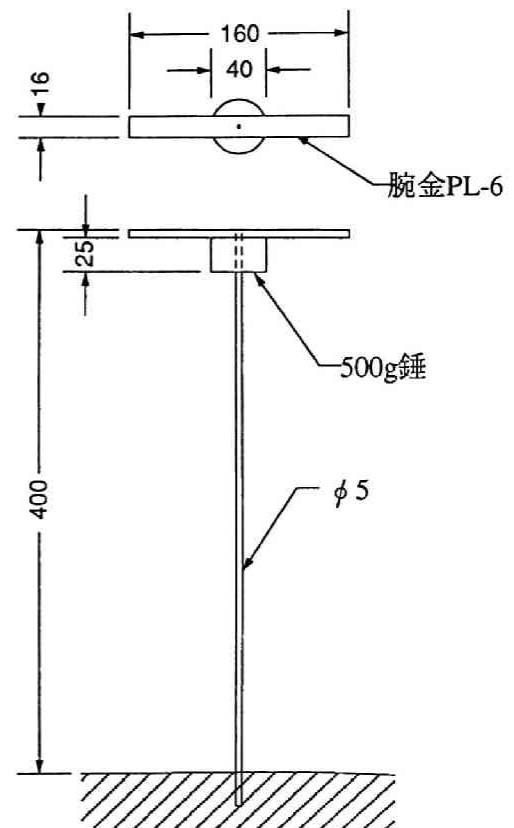


図 2.1 連成系鉄塔試験体
(単位: mm)

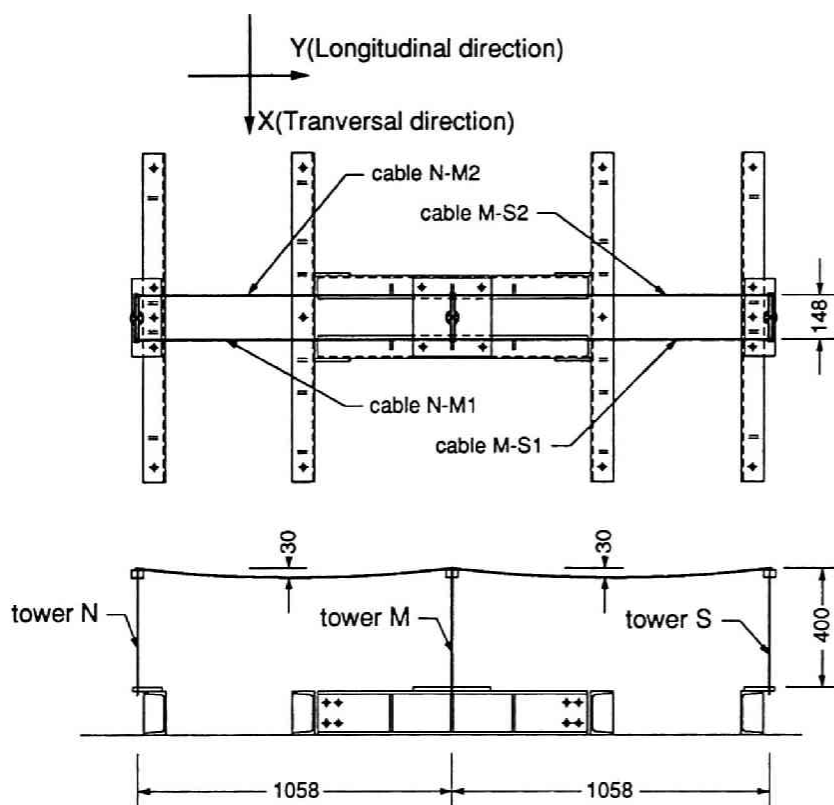


図 2.2 鉄塔—架渉線連成系試験体全体図
(単位: mm)

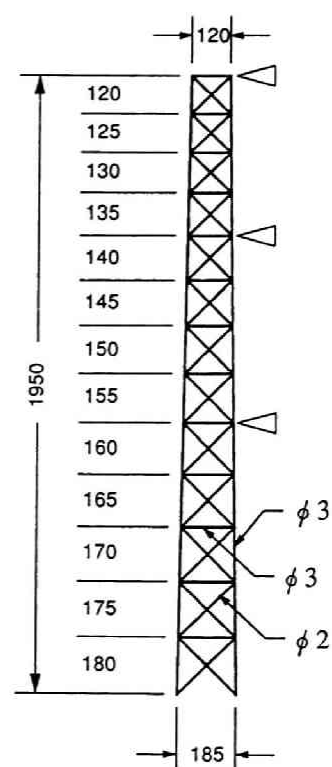


図2.3 ダブルワレン型試験体
(単位: mm)

架渉線にはピアノ線（直径 0.1 mm、公称引張強度 28.5 ～ 34.5 kg/mm²）を用いた。質量を調整するため 2 cm 間隔で鉛のおもりを取りつけ、架渉線 1 本当たりの重量は約 8.8 g である。架渉線重量によるカテナリー曲線の釣り合い条件から計算した静的釣り合い時の架渉線初期張力は 55.10 gf である。

試験体の塔高と鉄塔間距離の比は 1 : 2.56、静的釣合時における架渉線中央たわみの鉄塔間距離に対する比（サグ比）は 3 % で、いずれも実際の送電鉄塔に近い値とした。試験体の鉄塔・架渉線の重量などの諸元実測値を表 2.1 に示す。

ダブルワレン形式の単独鉄塔の試験体を図 2.3 に示す。試験体の詳細は第 1 章図 1.3 に示す W シリーズと同じである。

現実の送電鉄塔の高さ方向の質量分布を見ると上部に取り付けられた腕金の影響でトップヘビーな質量分布となることが多く、また、比較の対象となる連成系試験体の塔体部も同様の分布となっていることから、最上部パネルに 2.0 kg、4.0 kg の集中質量を取り付けた試験体も製作した。ダブルワレン形式試験体の名称は先頭 W で始め、頂部に取り付けたおもりの重量の違いにより表 2.1 に示す WA、WB、WC の 3 種の試験体がある。

表 2.1 試験体諸元値

連成系試験体					ダブルワレン型試験体		
塔体部			架渉線				
名称	重量(g)	塔高(mm)	名称	重量(g)	名称	頂部重量(g)	全重量(g)
N	559.2	393.0	N-M1	8.8	WA	0	3813
M	568.7	394.5	N-M2	8.6	WB	2000	5813
S	561.4	393.0	N-S1	8.6	WC	4000	7813
			N-S2	8.6			

2.2.1.2 加振方法

実験には京都大学防災研究所人為地震発生装置の動電型振動台を用い、正弦波入力による共振実験と、実地震波の地動加速度記録による加振実験の 2 種の動的載荷実験を行った。

連成系試験体の加振条件は以下の通りである。

実験のパラメータは、① 架渉線の有無、② 入力地震波、③ 1 方向加振または 2 方向加振による加振方向、の 3 種である。共振実験では、一定振動数の正弦波を 20 cm/sec^2 程度の一定の加速度振幅で加え、試験体の応答が定常状態になったときに各点での加速度を計測した。与えた正弦波の振動数は、予測される固有振動数を中心に $2.0 \sim 5.0 \text{ Hz}$ の範囲内で、 $0.1 \sim 1.0 \text{ Hz}$ の間隔で変化させた。架渉線のない状態および架渉線を架設した状態で、それぞれ線路方向（架渉線と平行な方向）または線路直交方向のいずれか 1 方向のみ加振した。

実地震波加振実験では、入力波として表 2.2 に示す 3 種の地震における NS、EW 成分の加速度記録を用いた。但し、試験体の固有周期が実際の塔状鋼構造物の固有周期と比較して短いため、それぞれの記録の時間軸を 0.6 倍および 0.8 倍に縮めて周波数成分の調整を行った。入力加速度レベルは塔体部が弾性範囲内で挙動する程度とし、いずれも最大約 100 cm/sec^2 である。

加振方向は、線路方向、線路直交方向のいずれか 1 方向加振の場合と、2 方向同時加振の場合がある。試験体と加振方向の組合わせにより表 2.3 に示す 4 通りの加振条件とした。地震波の入力成分はいずれの実験においても線路直交方向へ NS 成分、線路方向へ EW 成分に統一した。

表 2.2 加振実験に使用した実地震波

地震波名	時間軸縮尺率	継続時間(sec)
El Centro NS・EW成分 Imperial Valley 地震 (1940年5月18日)	0.6	18.0
	0.8	24.0
Taft NS・EW成分 Kern Country 地震 (1954年7月21日)	0.6	18.0
	0.8	24.0
八戸港湾 NS・EW成分 十勝沖地震 (1968年5月16日)	0.6	24.0
	0.8	32.0

表 2.3 連成系実験の加振条件

実験名	試験体	加振方向
C1...	独立鉄塔3基 (架渉線なし)	2方向加振 (線路直交方向NS成分／線路方向EW成分)
C3...X	連成系試験体	線路方向のみ1方向加振 (EW成分)
C3...Y	連成系試験体	線路直交方向のみ1方向加振 (NS成分)
C3...	連成系試験体	2方向加振 (線路直交方向NS成分／線路方向EW成分)

ダブルワレン型試験体では、連成系と同様の正弦波加振による共振実験ならびに実地震波による実地震波加振実験を行った。使用した地震波は表 2.2 に示す地震波の内、Taftおよび八戸港湾における記録を時間軸縮尺率 0.6 倍としたもので、全て NS・EW 成分による 2 方向同時加振とした。

試験体の種類・加振条件・入力波の組合せを区別するため、以下の実験名称を付けた。実地震波加振による実験のリストを表 2.4 に示す。

$\frac{C1}{(1)}$ $\frac{R6T}{(2)}$ $\frac{X}{(3)}$

- (1) 試験体名
- C1: 単独鉄塔 (鉄塔3基・架渉線なし)
C3: 連成系 (鉄塔3基・架渉線あり)
WA: ダブルワレン型試験体 (頂部錘なし)
WB: ダブルワレン型試験体 (頂部錘2kg)
WC: ダブルワレン型試験体 (頂部錘4kg)
- (2) 入力波
- F: 自由振動
K: 正弦波加振
R: ランダム波加振
E: El Centro、T: Taft、H: 八戸港湾
6: 0.6倍、8: 0.8倍

- (3) 加振方向 X: 線路直交方向のみ加振
 Y: 線路方向のみ加振
 なし: 2方向同時加振

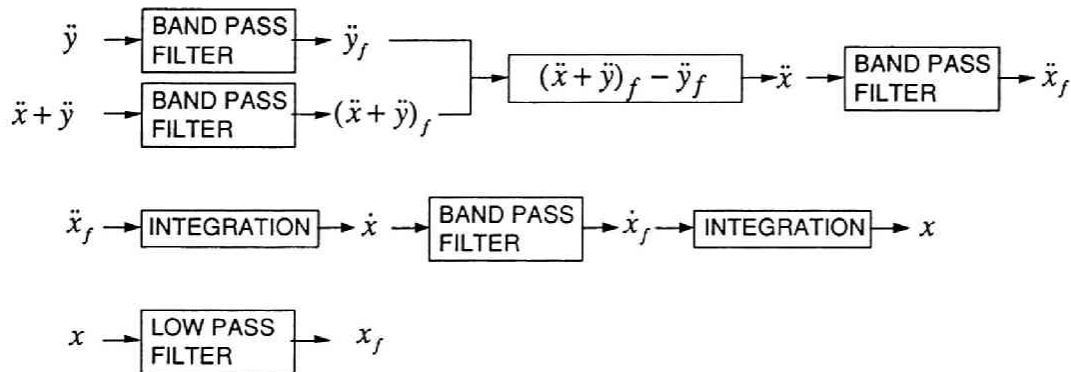
表 2.4 実地震波加振実験リスト

実験名	試験体	地震波	時間縮尺	加振方向
C1R6E	独立鉄塔3基（架渉線なし）	El Centro	0.6倍	2方向
C1R8E	〃	El Centro	0.8倍	〃
C1R6T	〃	Taft	0.6倍	〃
C1R8T	〃	Taft	0.8倍	〃
C1R6H	〃	八戸港湾	0.6倍	〃
C1R8H	〃	八戸港湾	0.8倍	〃
C3R6EY	鉄塔－架渉線連成系	El Centro	0.6倍	線路方向1方向
C3R8EY	〃	El Centro	0.8倍	〃
C3R6TY	〃	Taft	0.6倍	〃
C3R8TY	〃	Taft	0.8倍	〃
C3R6HY	〃	八戸港湾	0.6倍	〃
C3R8HY	〃	八戸港湾	0.8倍	〃
C3R6EX	〃	El Centro	0.6倍	線路直交方向1方向
C3R6TX	〃	Taft	0.6倍	〃
C3R6HX	〃	八戸港湾	0.6倍	〃
C3R6E	〃	El Centro	0.6倍	2方向
C3R6T	〃	Taft	0.6倍	〃
C3R6H	〃	八戸港湾	0.6倍	〃
WAR6E	ダブルワレン型	El Centro	0.6倍	〃
WAR6T	〃	Taft	0.6倍	〃
WAR6H	〃	八戸港湾	0.6倍	〃
WBR6E	ダブルワレン型（頂部2kg）	El Centro	0.6倍	〃
WBR6T	〃	Taft	0.6倍	〃
WBR6H	〃	八戸港湾	0.6倍	〃
WCR6E	ダブルワレン型（頂部4kg）	El Centro	0.6倍	〃
WCR6T	〃	Taft	0.6倍	〃
WCR6H	〃	八戸港湾	0.6倍	〃

2.2.1.3 計測方法

図 2.2、2.3 に示す試験体の頂部・中間部にひずみゲージ式加速度計（容量 2G、応答周波数 70Hz、重量 25g）、振動台上にサーボ式加速度型振動計（容量 2G、応答周波数 400Hz）をそれぞれ取りつけ、水平 2 方向の加速度を計測した。また連成系試験体の塔体基部に抵抗線歪ゲージを貼付し歪量も計測した。加速度計・歪ゲージの出力は動歪計により増幅した後 A/D 変換器によりデジタル量に変換し、計測用コンピュータの記憶装置に収録した。A/D 変換器のサンプリング周期は 3 msec. である。実験から得られたデータは入力地動加速度と試験体加速度計設置位置での応答絶対加速度である。図 2.4 に示す過程にしたがって計測値のフィルタリングと積分を繰り返し、加速度計設置位置での相対応答加速度・速度・変位を求めた。

フィルタリングには、線形な過渡域を持つ Ormsby フィルタと過渡域の leakage を低減する Kaiser ウィンドウを結合させたデジタルフィルタ[18,19]を用い、通過周波数帯域は 0.5 ～ 55.0 Hz の間とした。



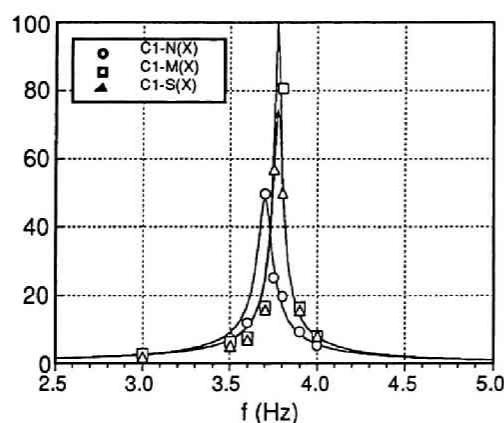
NOTATIONS

MEASURED DATA	\ddot{y}_f	INPUT ABSOLUTE ACCELERATION MEASURED ON THE TABLE
	$\ddot{x} + \ddot{y}$	ABSOLUTE ACCELERATION RESPONSE MEASURED ON THE TOP
ACQUIRED DATA	$(\ddot{x} + \ddot{y})_f$	FILTERED ABSOLUTE ACCELERATION ON THE TABLE
	\dot{x}_f	FILTERED RELATIVE VELOCITY RESPONSE
	x_f	FILTERED RELATIVE DISPLACEMENT RESPONSE

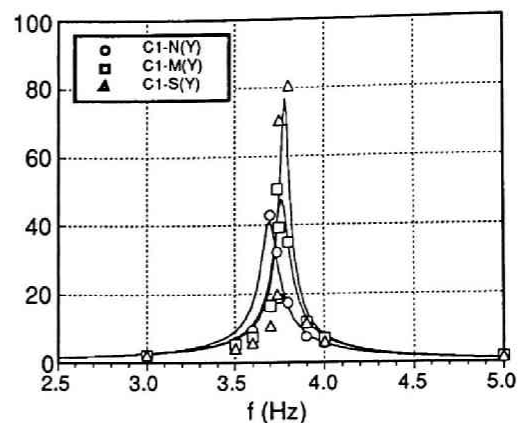
図 2.4 実験測定値からのデータ生成過程

2.2.2 試験体の基本動特性

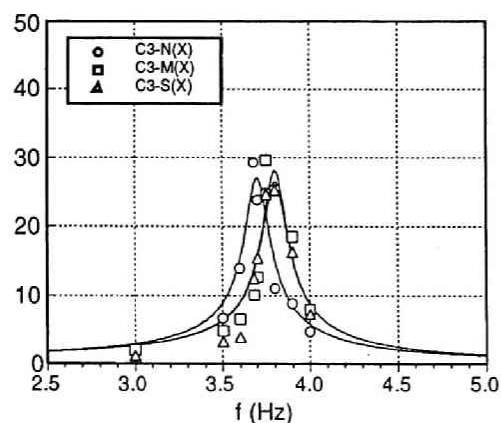
正弦波入力による加振実験を行った結果から得た、各試験体の基本的な動特性を以下に示す。一定振動数の正弦波入力による加振を行い、試験体の応答が定常状態になったと見られる時点で測定した応答値に基づいて、各振動数毎に試験体頂部での絶対応答加速度の最大値を地動加速度の最大値で除して求めた加速度応答倍率を縦軸に、振動数を横軸にとりプロットした結果を図 2.5(a) ～ 図 2.5(d) に示す。



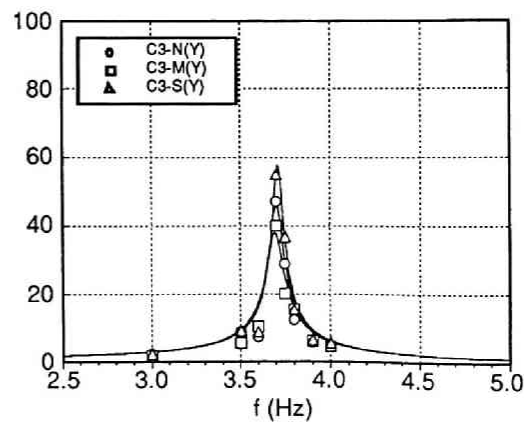
(a) 独立鉄塔線路直交方向



(b) 独立鉄塔線路方向

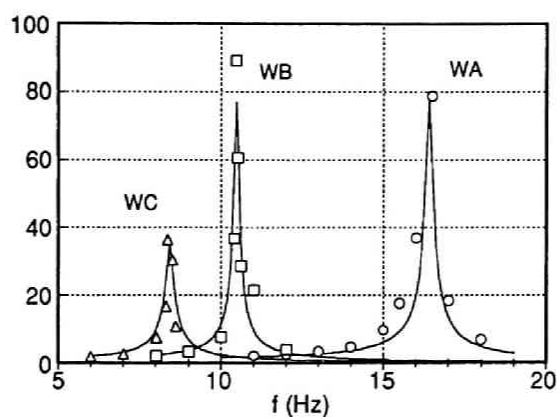


(c) 連成系鉄塔線路直交方向



(d) 連成系鉄塔線路方向

図 2.5 試験体の共振曲線



(e) ダブルワレン型鉄塔

図 2.5 試験体の共振曲線

図中にプロットした点は計測値を示し、曲線は式 (2.1) で求められる正弦波地動を受ける 1 質点系の減衰振動加速度応答倍率 $|S_a(i\omega)|$ を示す共振曲線である。

$$|S_a(i\omega)| = \sqrt{\frac{1 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2}{\{1 + (\omega/\omega_0)^2\}^2 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2}} \quad (2.1)$$

各試験体について式 (2.1) の固有振動数 ω_0 、減衰定数 h を実験計測値から最小 2 乗近似により求めた結果を表 2.5 に示す。いずれの試験体も 2 次以上の高次モードについては振動数が大きく、定加速度振幅で作動させるには振動台の能力上無理があったために計測していない。

表 2.5 試験体の 1 次固有振動数・減衰定数

名称	試験体	1 次固有振動数(Hz)		減衰定数	
		線路方向	線路直交方向	線路方向	線路直交方向
WA	ダブル・ワレン	16.3950	—	0.00640	—
WB	〃	10.4657	—	0.00649	—
WC	〃	8.4158	—	0.01417	—
C1N	独立鉄塔	3.6973	3.6988	0.01216	0.01024
C1M	〃	3.7646	3.7714	0.01050	0.00500
C1S	〃	3.7815	3.7733	0.00650	0.00667
C3N	連成系鉄塔	3.7030	3.6999	0.01081	0.01839
C3M	〃	3.6949	3.8013	0.01310	0.01772
C3S	〃	3.7111	3.8017	0.00863	0.01879

連成系試験体の各鉄塔の架渉線をつけていない独立鉄塔の状態での共振曲線は、線路方向（図 2.5(a)）、線路直交方向（図 2.5(b)）とも同様の傾向を示す。1 次固有振動数を見ると端部の N 鉄塔が約 3.70 Hz、他の 2 基が約 3.77 Hz で、わずかではあるが曲線のピーク位置には顕著な違いが見られる。また、減衰定数は 0.6 ～ 1.2 % 程度である。

架渉線をつけた状態では、独立鉄塔の場合と比較して以下の違いが見られる。

線路方向加振時（図 2.5(c)）には 3 基の共振曲線はほぼ一致する。1 次固有振動数は 3 基の平均的な値ではなく、3 基の中で最も長周期となる N 鉄塔の単独応答値に近いのは、架渉線重量が付加されたことによるものと考えられる。架渉線を介して隣接鉄塔同志が一体として挙動する傾向が見られ、独立鉄塔とは異なる動特性を有するものと考えられる。また、減衰定数は単独での応答と変わらない。

線路直交方向加振時（図 2.5(d)）では、各鉄塔の固有振動数は独立鉄塔と変わらず、N 鉄塔のみ共振曲線のピーク位置がずれている傾向も変わらない。この場合はむしろ減衰定数に顕著な違いが見られ、独立鉄塔での減衰定数の 2 ～ 3 倍の約 1.77 ～ 1.88 % の値を示す。これより、架渉線を介して隣接鉄塔同志が応答に影響を及ぼし合うことはないが、架渉線自身が各鉄塔に対して若干の減衰効果をもたらすものと考えられる。

ダブルワレン型独立鉄塔試験体（図 2.5(e)）では、頂部にとりつけた錘の重量により違いが見られるが、1 次固有振動数は 8.4 ～ 16.4 Hz で連成系試験体の 3 倍前後の値になる。減衰定数については連成系試験体とほぼ同じ値を示している。

2.2.3 塔体部のモデル化に関する検討

現実に用いられている鉄塔の搭体部はダブルワレン型の塔状トラス構造により構成されているのに対し、実験鉄塔の搭体部は一様断面の棒鋼を用いることにより、頂部に集中質量を有する連続体に近い形状をとっており、曲げ型の振動モデルに理想化されている。そこで連成系の動特性を評価するに先立ち、連成系実験で用いた搭体部のモデル化の適性を調べることを目的に、連成系試験体搭体部とダブルワレン型試験体の実地震波加振実験による応答結果から試験体剛性を同定し、それぞれ連続体モデルによる理論値と比較検討した。

2.2.3.1 1自由度連続体モデルによる理論値

連成系鉄塔試験体の搭体部とダブルワレン型試験体の搭体部は、頂部水平変位を一般化座標にとり、1自由度の連続体と考えることによりいずれも運動方程式を1質点系モデルと同様の形で表現することができる。1自由度連続体モデルの運動方程式は以下の方法で導かれる[20]。

図 2.6 に示す長さ L 、曲げ剛性 $EI(z)$ 、質量分布 $m(z)$ の連続体塔体部の頂部に質量 M 、慣性モーメント I_0 の集中質量がついた塔状構造物が地震による地動加振 $y(t)$ を受けたとき、たわみの形状関数を $\varphi(z)$ で表わし、振動による変位を一般化座標 $z(t)$ を用いて式 (2.2) で表現する。

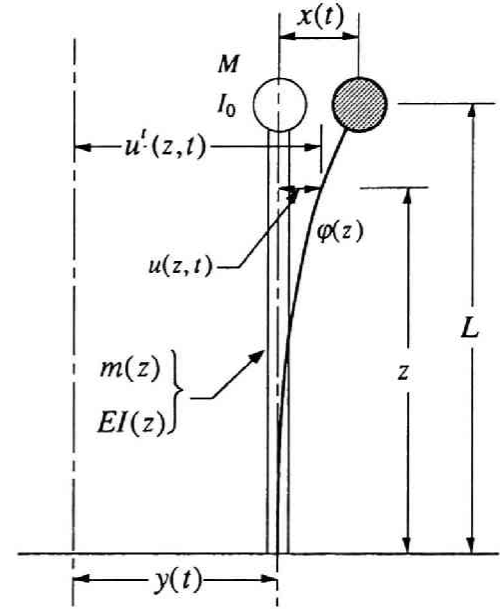


図 2.6 1自由度連続体モデル

$$u(z, t) = \varphi(z)x(t) \quad (2.2)$$

塔体の運動エネルギー、曲げ変形によるポテンシャル・エネルギー、および減衰による非保存力によりなされる仕事量はそれぞれ式 (2.3) ～ 式 (2.5) となる。

$$T = \frac{1}{2} \int_0^L m(z) [\dot{u}'(z, t)]^2 dz \quad (2.3)$$

$$V = \frac{1}{2} \int_0^L EI(z) [u''(z, t)]^2 dz \quad (2.4)$$

$$W_c = \int_0^L c \dot{v}(z, t) u(z, t) dz \quad (2.5)$$

ここで、Hamiltonの原理

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_c dt = 0 \quad (2.6)$$

に式(2.3) ～ 式 (2.5)を代入すると、

$$\int_{t_1}^{t_2} \left[\int_0^L m(z) \dot{u}'(z, t) \delta \dot{u}' dz + \int_0^L c(z) \dot{u}(z, t) \delta u dz - \int_0^L EI(z) u''(z, t) \delta u'' dz \right] dt = 0 \quad (2.7)$$

となり、式 (2.2) を式 (2.7) に代入して整理すると運動方程式は (2.8) で表現される。

$$m^* \ddot{x}(t) + c^* \dot{x}(t) + k^* x(t) = P_{eff}^*(t) \quad (2.8)$$

$$\text{ここに、一般化質量} \quad m^* = \int_0^L m(z) \varphi^2 dz \quad (2.9a)$$

$$\text{一般化剛性} \quad k^* = \int_0^L EI(z) (\varphi'')^2 dz \quad (2.9b)$$

$$\text{一般化減衰} \quad c^* = \int_0^L c(z) \varphi^2 dz \quad (2.9c)$$

$$\text{一般化等価荷重} \quad p_{eff}^* = -\ddot{y} \int_0^L m(z) \varphi dz \quad (2.9d)$$

である。

連成系鉄塔およびダブルワレン型試験体の運動方程式の定式化に際し、一般化質量の計算において塔体部等分布質量 $m(z) = \bar{m} = const.$ と頂部の集中質量（質量 M 、慣性モーメント I_0 ）を考慮に入れ、たわみの形状関数として塔頂部に集中荷重が作用したときのたわみ、

$$\varphi(z) = \left(\frac{2}{3} - \frac{z}{2L} \right) \left(\frac{z}{L} \right)^2 \quad (2.10)$$

を採用し、一般化座標として塔頂部の水平変位を用いると、

$$\text{一般化質量} \quad m^* = \int_0^L \bar{m} \varphi^2 dz + M [\varphi(L)]^2 + I_0 [\varphi'(L)]^2 = \frac{33}{140} \bar{m} L + M + \left(\frac{3}{2L} \right)^2 I_0 \quad (2.11a)$$

$$\text{一般化剛性} \quad k^* = \int_0^L EI(z) (\varphi'')^2 dz = \frac{3EI}{L^3} \quad (2.11b)$$

$$\text{一般化減衰} \quad c^* = \int_0^L c(z) \varphi^2 dz = \frac{33}{140} cL \quad (2.11c)$$

$$\text{一般化荷重} \quad p_{eff}^* = -\ddot{y} \left\{ \int_0^L \bar{m} \varphi dz + M \varphi(L) \right\} = -\ddot{y} \left(\frac{3}{8} \bar{m} L + M \right) \quad (2.11d)$$

となる。式 (2.11a～d) を用いてダブルワレン型試験体、連成系試験体塔体部それぞれの一般化質量・一般化荷重・一般化剛性を計算した結果を表 2.6 に示す。連成系試験体鉄塔については 3 基の内の鉄塔 S についての計算値を示す。また、ダブルワレン型試験体については、質量、剛性とも高さ方向に変化するが、これを等断面とみなして高さ 100 cm 位置における断面の値を用い、曲げ剛性については、支柱材および斜材の寄与する分を考慮に入れて計算した。

表 2.6 試験体塔体部の動特性理論値

試験体		一般化質量 m^* (kg)	一般化荷重 p^* (kg)	一般化剛性 k^* (kgf/cm)
ダブルワレン型	頂部2kg	3.37×10^{-3}	4.18×10^{-3}	15.37
	頂部4kg	5.37×10^{-3}	6.18×10^{-3}	15.37
連成系塔体部 鉄塔S		5.380×10^{-4}	5.382×10^{-4}	0.3020

2.2.3.2 システム同定手法

ランダム波による加振実験から得た結果を用いて、試験体を 1 自由度系とみなしたときの振動中の剛性ならびに減衰をシステム同定の手法により求めた。

運動方程式 (2.8) において、一般化質量 m^* 、一般化荷重 p_{eff}^* は (2.11a)、(2.11d) により求められる表 2.6 の理論値を用い、一般化剛性 k^* 、一般化減衰 c^* を同定の対象パラメータとする。

振動中の質点に作用する抵抗力 f_R は復元力 f と減衰力 f_c に分けられ、復元力は相対応答変位 x の関数、減衰力は相対応答速度 \dot{x} の関数とみなせる。すなわち、

$$f_R = f_k(x) + f_c(\dot{x}) \quad (2.12)$$

図 2.7 に示すように、質点の速度応答時刻歴の中で速度 0 の時点から次の速度 0 までの半サイクルの間は式 (2.12) の復元力および減衰力が単調に変化するので各係数が一定であると仮定して多項式による表現が可能である。このとき、減衰力は原点を通ると仮定すると、半サイクル間の n 個の標本点で定数項が 0 の多項式として一般に次式の形に表現できる。

$$f_{c_i}(\dot{x}) = c_1 \dot{x}_i + c_2 \dot{x}_i^2 + c_3 \dot{x}_i^3 + \dots, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.13)$$

また、復元力は半サイクルのインターバルの開始点が原点となるように座標変換を行うと次式で表現できる。

$$f'_{k_i} = k_0 + k_1 x'_i + k_2 x'^2_i + k_3 x'^3_i + \dots, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.14)$$

ただし、 $f'_{k_i} = f_{k_i} - f_{k_1}$ 、 $x'_i = x_i - x_1$

抵抗力 f_{R_i} は質点に作用する慣性力と等しく、各標本点での運動方程式は一般に、

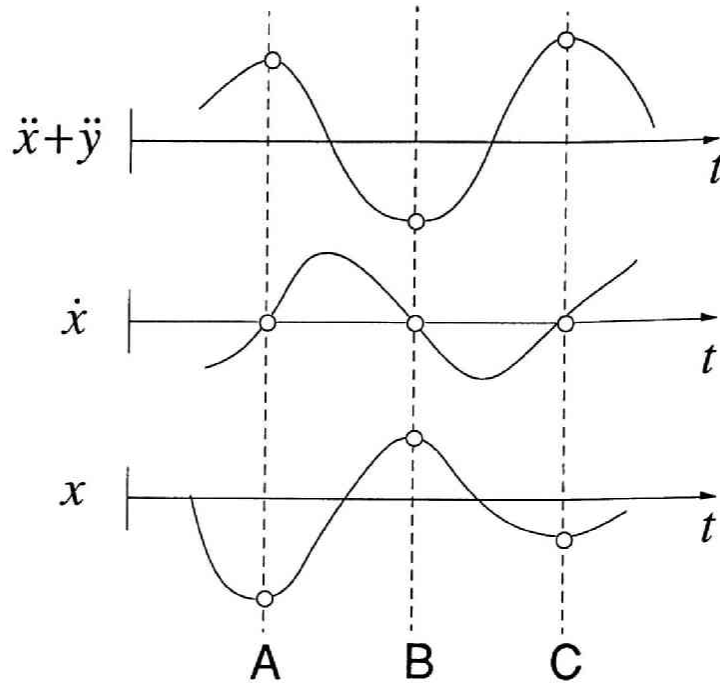


図 2.7 振動実験による応答記録

$$\begin{aligned}
 f_{R_i} &= -m \{ (\ddot{x}_i + \ddot{y}_i) - (\ddot{x}_1 + \ddot{y}_1) \} \\
 &= k_0 + k_1 \dot{x}_i' + k_2 x_i'^2 + k_3 x_i'^3 + \cdots + c_1 \dot{x}_i + c_2 \dot{x}_i^2 + c_3 \dot{x}_i^3 + \cdots, \quad i=1,2,\dots,n
 \end{aligned}
 \tag{2.15}$$

となる。結局、半サイクルのインターバル内の標本点を基に式 (2.15) の係数ベクトルが最小 2 乗最小ノルムとなる値を近似的に求めることにより係数を同定することができる。

2.2.3.3 システム同定による実験値の評価

加振実験では入力加速度レベルは試験体の応答が弾性域にとどまる範囲内であり、復元力は相対応答変位 x の 1 次関数、減衰力は相対応答速度 \dot{x} の 1 次関数とみなせる。表 2.6 による一般化質量・一般化荷重を既定値とし、WB、WC、C1（架渉線なし）の試験体について以下の運動方程式をシステム同定の対象とした。

$$\text{ダブルワレン型 (頂部2kg) WB} \quad 3.37 \times 10^{-3} \ddot{x} + c\dot{x} + kx = -4.18 \times 10^{-3} \ddot{y} \quad (2.16a)$$

$$\text{ダブルワレン型 (頂部4kg) WC} \quad 5.37 \times 10^{-3} \ddot{x} + c\dot{x} + kx = -6.18 \times 10^{-3} \ddot{y} \quad (2.16b)$$

$$\text{連成系試験体 (鉄塔 S) C1} \quad 5.38 \times 10^{-4} \ddot{x} + c\dot{x} + kx = -5.382 \times 10^{-4} \ddot{y} \quad (2.16c)$$

ただし、 \ddot{x} 鉄塔頂部の相対応答加速度記録

\dot{x} 鉄塔頂部の相対応答速度記録

x 鉄塔頂部の相対応答変位記録

\ddot{y} 振動台上の絶対加速度記録

を用いる。

図 2.8 ～ 図 2.10 に、システム同定の対象とした加振実験の地動加速度、鉄塔頂部の相対応答加速度・速度・変位の各時刻歴の例を示す。図はいずれも線路方向の応答について示した。

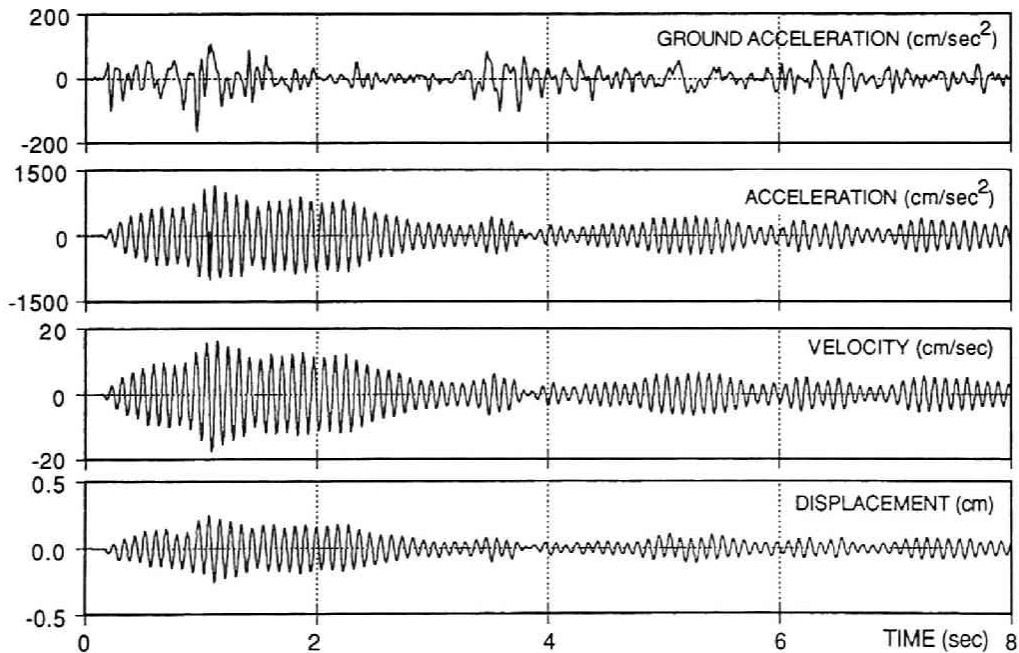


図 2.8 ダブルワレンB型 (Spec.WBR6E) 線路方向応答時刻歴

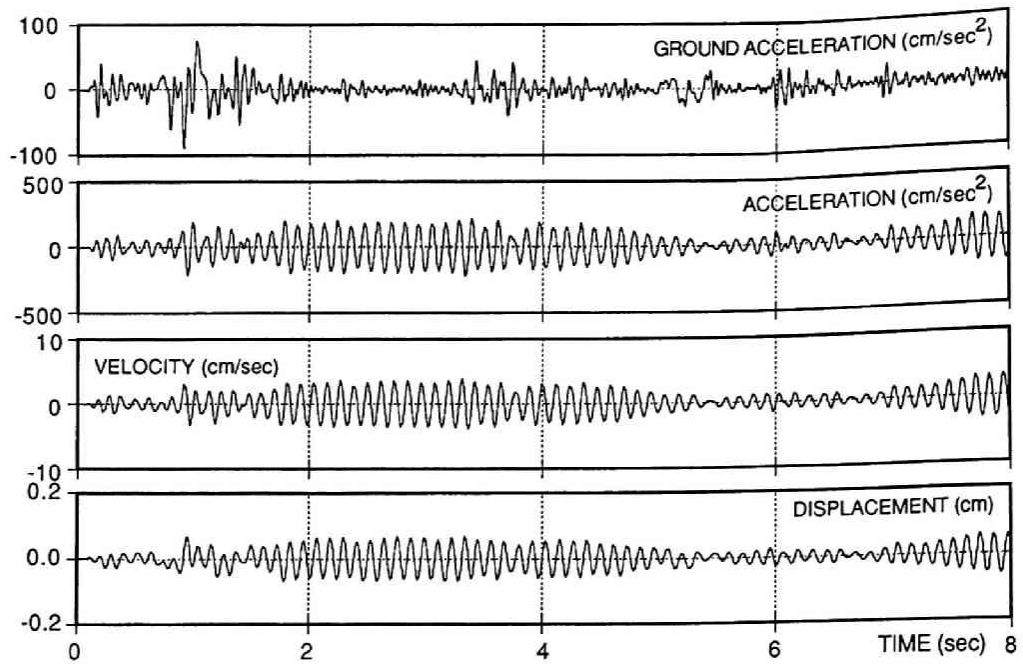


図 2.9 ダブルワレンC型 (Spec. WCR6E) 線路方向応答時刻歴

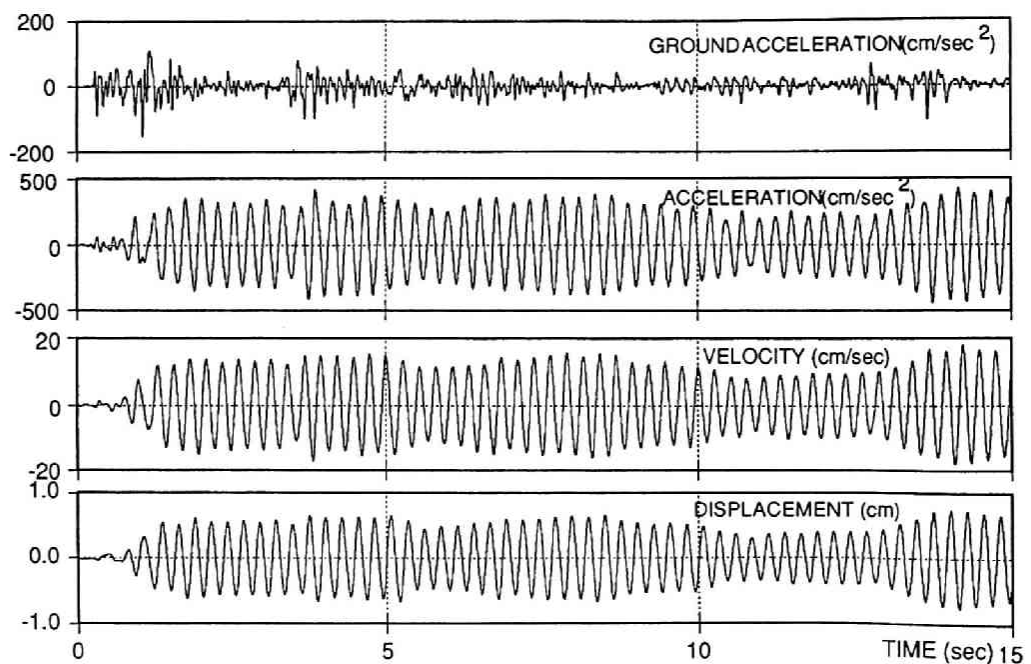


図 2.10 連成系実験用鉄塔 (Spec. C1R6E) 線路方向応答時刻歴

システム同定に用いた標本点は、3種の試験体に El Centro 及び Taft 地震波を入力した加振実験結果の中から応答の大きい時間領域を取り出し、近似精度を上げるために計測データ間を3次スプライン曲線により補間してデータ点数を10倍に割増したものである。

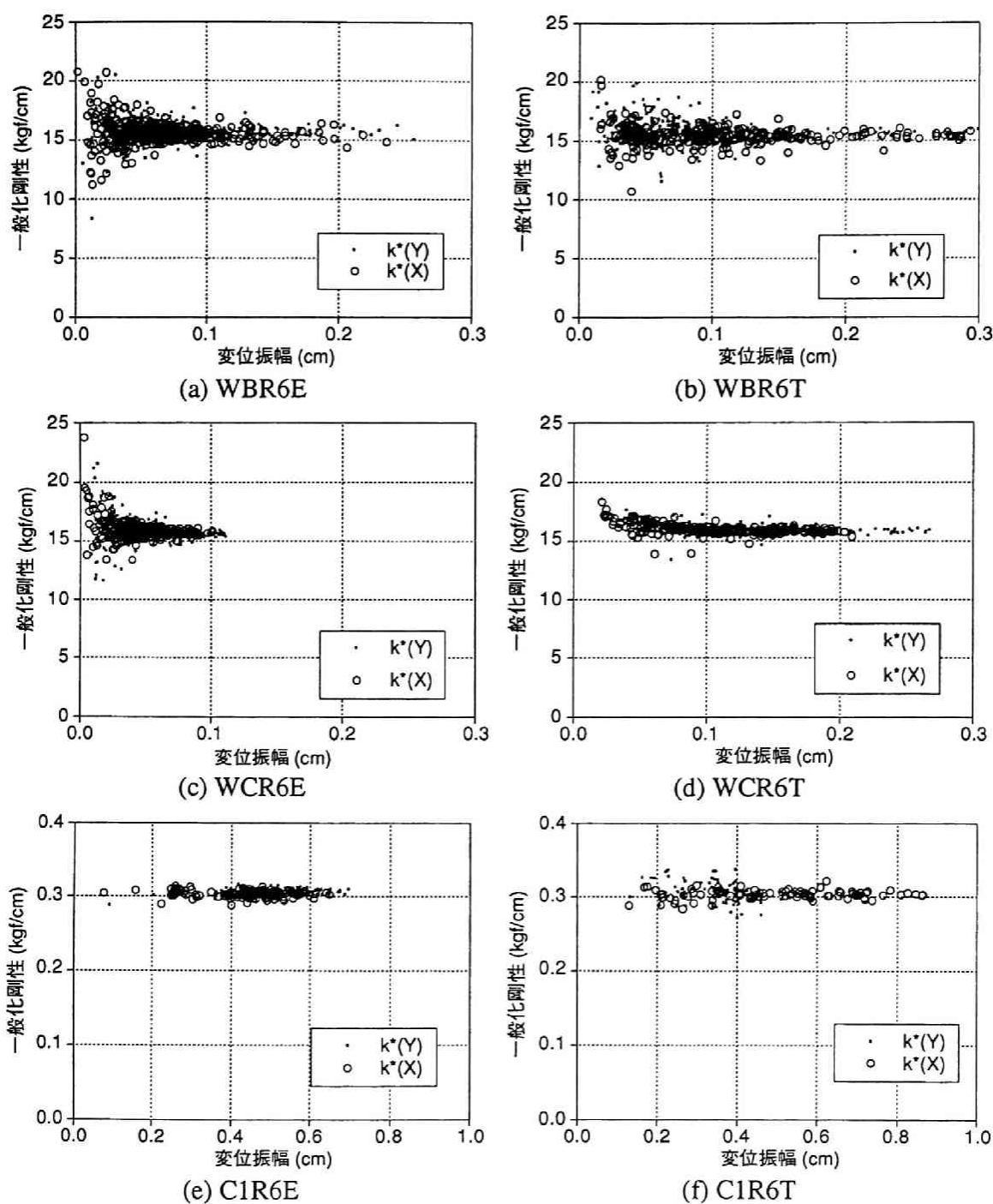


図 2.11 独立鉄塔加振実験から得た剛性の同定値

図 2.11 (a) ～ 図 2.11 (f) に各実験から同定した剛性値を図示する。図中の・は線路方向 (Y)、○は線路直交方向 (X) の応答から同定した値で、1 つの点が 1 つのインターバルから同定された値を示し、横軸は対応するサイクルの変位振幅を示す。

図 2.11 (a) ～ 図 2.11 (d) に示すように、ダブルワレン型試験体の剛性は変位振幅の小さい領域でばらつきが大きいですが、振幅の大きい主要な応答では一定の安定した値

となっている。小振幅時のばらつきは高次振動モードの影響と考えられ、1次モードが卓越する振幅の大きい領域で剛性が理論値に近い値を示している。また、図2.11 (e)、(f) に示す連成系試験体の剛性は振幅によらずほぼ一定の値を示している。

表2.7 にこれらの結果から得た剛性平均値と理論値を比較して示す。ダブルワレン型で最大3.9%程度、連成系鉄塔で最大1.4%程度の差が見られ、ダブルワレン型の方が誤差が大きい。この差は1自由度連続体と仮定した理論モデルと現実の試験体の挙動の違いを示すものであるが、1次振動モードが卓越する領域においては両者の差は問題にならないと考えられる。

なお、減衰項については復元力項に比較して絶対値が小さいため安定した値に同定することができず、負の値になることもある。表2.7中の減衰定数は同定結果の最頻値を示した。

以上の結果より、基本モードが主要な振動モードである限り、ダブルワレン型トラス構造の鉄塔は曲げ型の1自由度連続体とみなすことができ、棒鋼による連成系試験体で実鉄塔の動特性を十分にモデル化できているものと考えられる。

表2.7 塔体部剛性の理論値と実験値の比較

試験体		実験名	応答の方向	剛性 (kg/cm)			減衰 (%)
				理論値	実験値	誤差(%)	実験値
ダブルワレン型	頂部 2kg	WBR6E	線路直交	15.37	15.52	0.966	0.1280
		WBR6E	線路平行		15.65	1.789	0.1067
		WBR6T	線路直交		15.44	0.453	0.0899
		WBR6T	線路平行		15.69	2.040	0.1074
	頂部 4kg	WCR6E	線路直交	15.37	15.85	3.028	0.3743
		WCR6E	線路平行		15.77	2.536	-0.1358
		WCR6T	線路直交		15.99	3.877	0.1259
		WCR6T	線路平行		15.96	3.697	0.1405
連成系 鉄塔 S		C1R6E	線路直交	0.3019	0.3032	0.429	0.0056
		C1R6E	線路平行		0.3062	1.404	0.0106
		C1R6T	線路直交		0.3027	0.264	0.0036
		C1R6T	線路平行		0.3060	1.340	-0.0016

2.2.4 実地震波記録による連成系加振実験結果

2.2.4.1 加振方向をパラメータとした応答の比較

実地震波記録による実地震波加振実験から得た応答記録を、独立鉄塔と鉄塔—架渉線連成系、あるいは加振方向による相違に着目して整理する。図 2.12 ～ 図 2.15 に応答時刻歴の一部を示す。いずれも El Centro 地震波を時間軸 0.6 倍に縮小した波形によるもので、N、M、S の 3 基の鉄塔の頂部における応答変位記録を示す。また、各図の (b) には 3 基の鉄塔頂部の水平 2 方向の変位軌跡を示す。

架渉線をつけていない独立鉄塔 3 基のモデル（C1R6E、図 2.12）の応答を見ると、鉄塔 S と M はよく似た波形を示し、N のみ他の 2 基と若干異なる波形を示す。これは、前述の通り鉄塔 N のみ固有振動数が他と異なることによるものである。

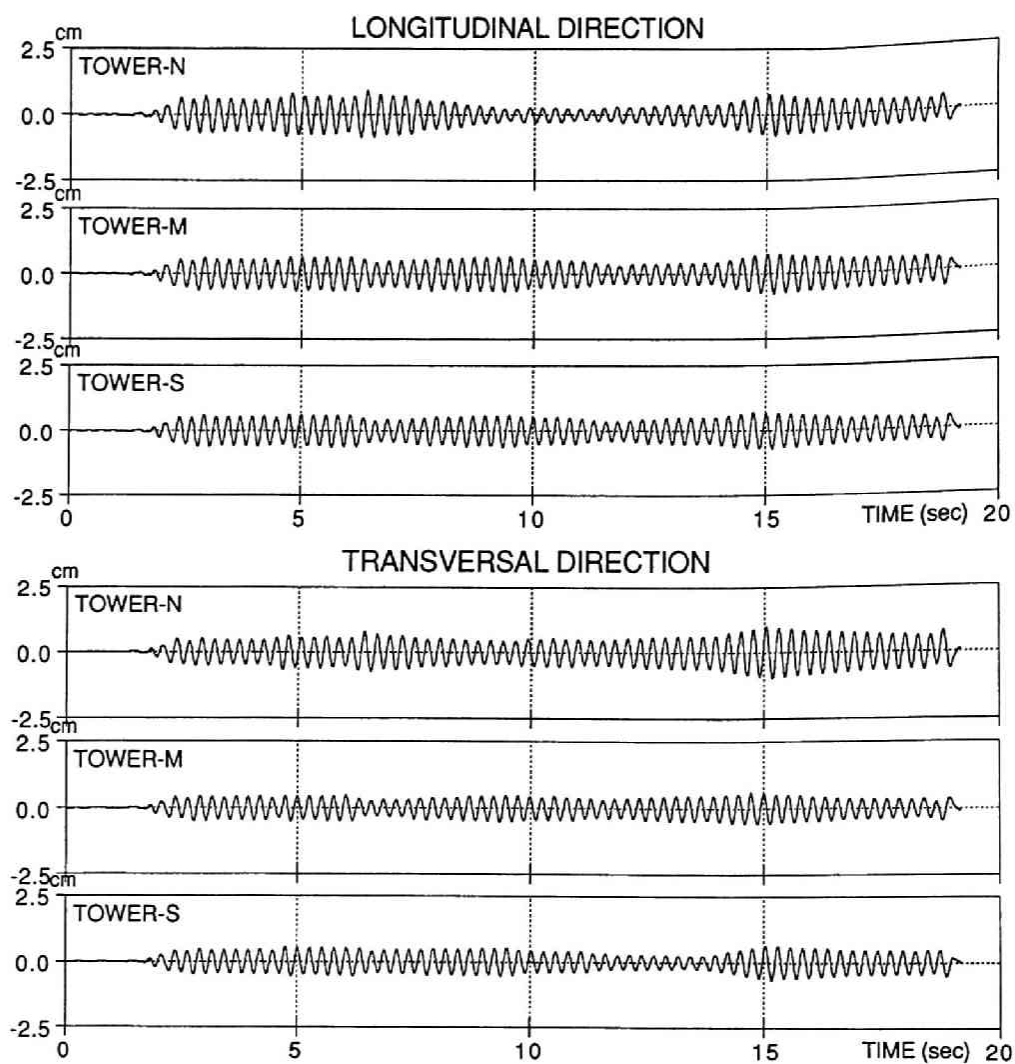
鉄塔—架渉線連成系モデルについて見ると、線路直交方向のみ加振した実験（C3R6EX、図 2.13）では、加振方向の応答は独立鉄塔の場合とほぼ同じレベルであり、加振力の作用していない線路方向の応答は極めて小さい。一方、線路方向のみ加振した実験（C3R6EY、図 2.14）では、加振方向の応答が極めて大きく、3 基の鉄塔いずれも架渉線のない場合と比較して 2 倍以上の最大応答変位を示している。加振力の作用していない線路直交方向の応答を見ると、鉄塔 M、S は応答が極めて小さく変位軌跡を見ても加振方向のみに方向性の強い応答を示しているのに対し、鉄塔 N では線路直交方向への応答も小さくない。他の加振条件と比較してこの場合に最も大きな応答を生じた。

連成系モデルに 2 方向加振した実験（C3R6E、図 2.15）では、2 方向の応答いずれも独立鉄塔モデルと同程度のレベルの応答を示している。

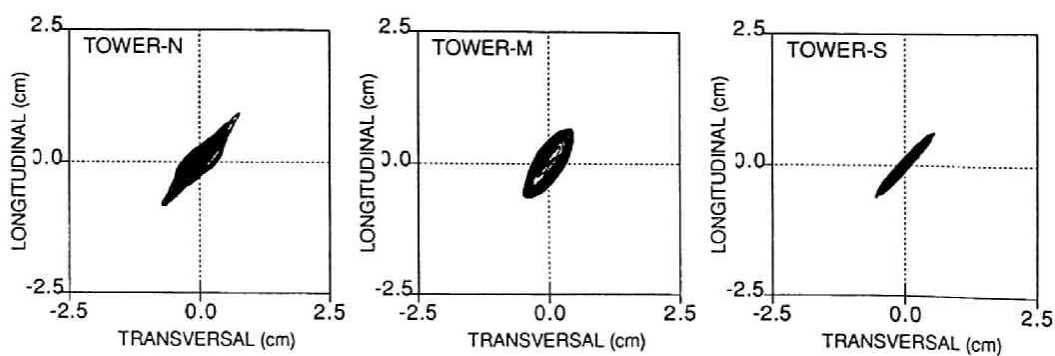
他の地震波による結果も含めて応答の特徴として以下の点が挙げられる。

- ・線路直交方向のみ加振した場合には連成系の応答は独立鉄塔と同程度である。
- ・線路方向のみ加振した場合に加振方向に方向性の強い大きな応答が見られる。
- 特に基本動特性が他の 2 基と異なる鉄塔 N の挙動は他と顕著な違いを見せる。
- ・2 方向加振時の応答は独立鉄塔に近いレベルであった。

したがって、鉄塔 N のみ他の 2 基と異なる応答を示し、架渉線張力の作用方向である線路方向応答に対しては架渉線を介して他の鉄塔の応答にも影響を及ぼすが、これと直交する方向にはほとんど影響を及ぼさない、と考えられる。しかし、加振実験における各入力地震波の再現性が必ずしも完全ではないため、これらのデータからこれ以上の比較検討は無理である。

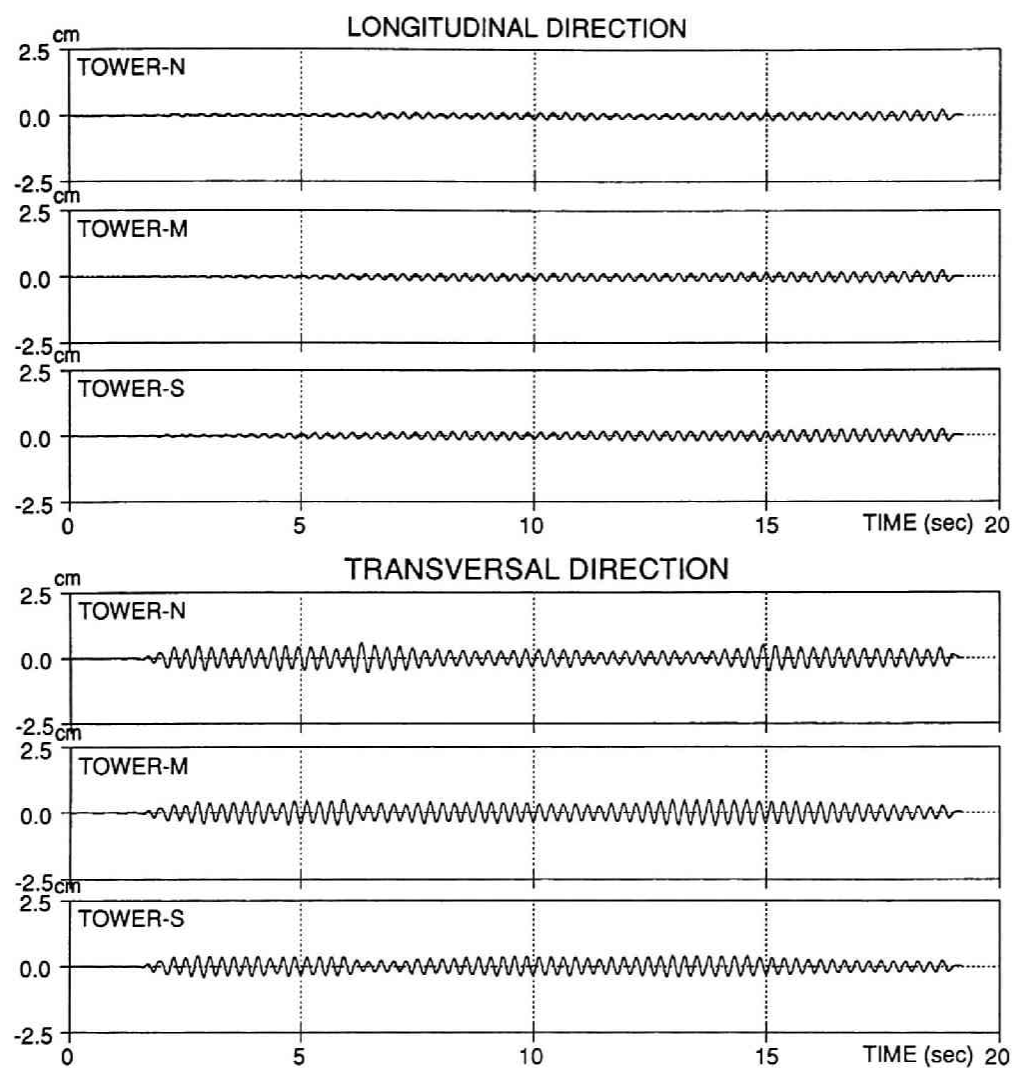


(a) 鉄塔頂部の変位応答時刻歴

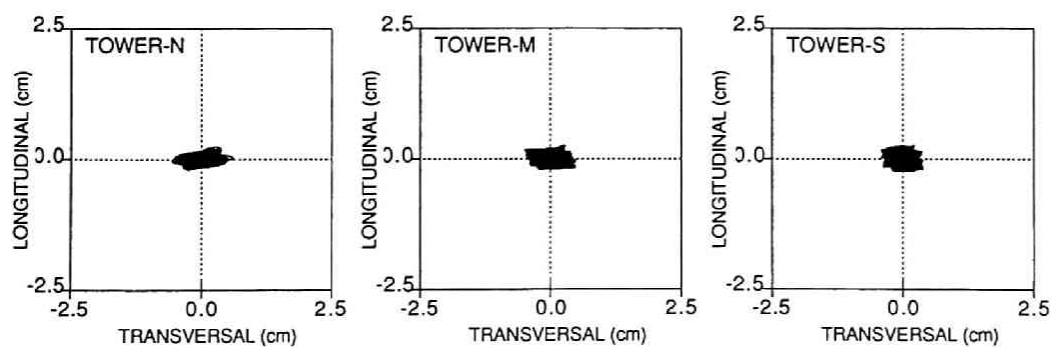


(b) 鉄塔頂部の水平2方向応答変位軌跡

図 2.12 独立鉄塔の2方向加振時の応答記録 (Spec.C1R6E)

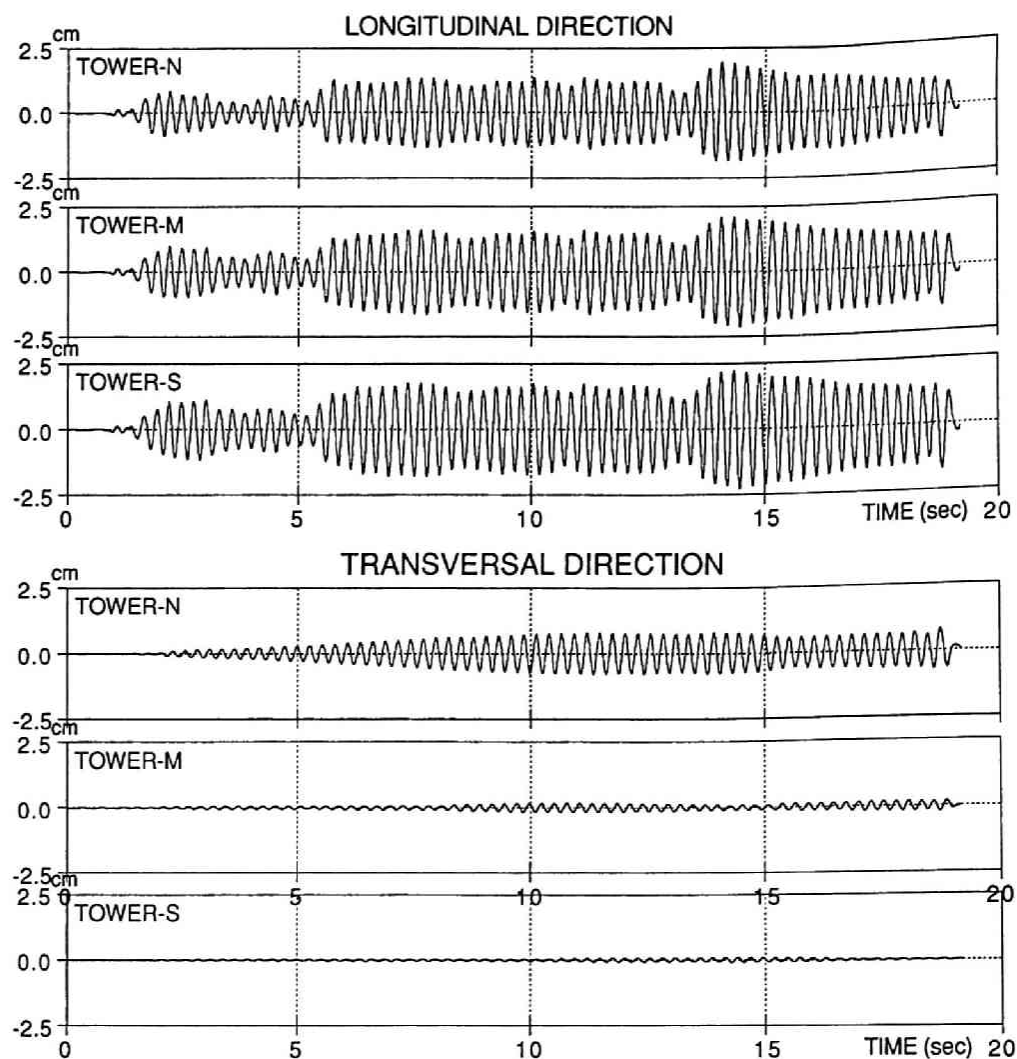


(a) 鉄塔頂部の変位応答時刻歴

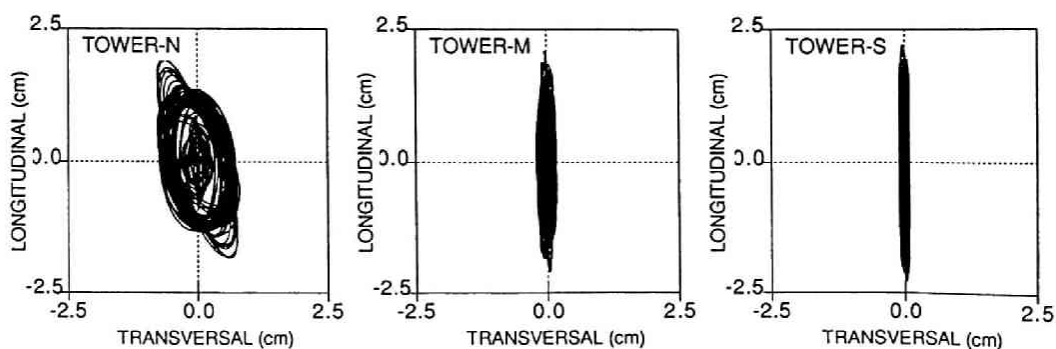


(b) 鉄塔頂部の水平 2 方向応答変位軌跡

図 2.13 連成系の線路直交方向加振時の応答記録 (Spec.C3R6EX)

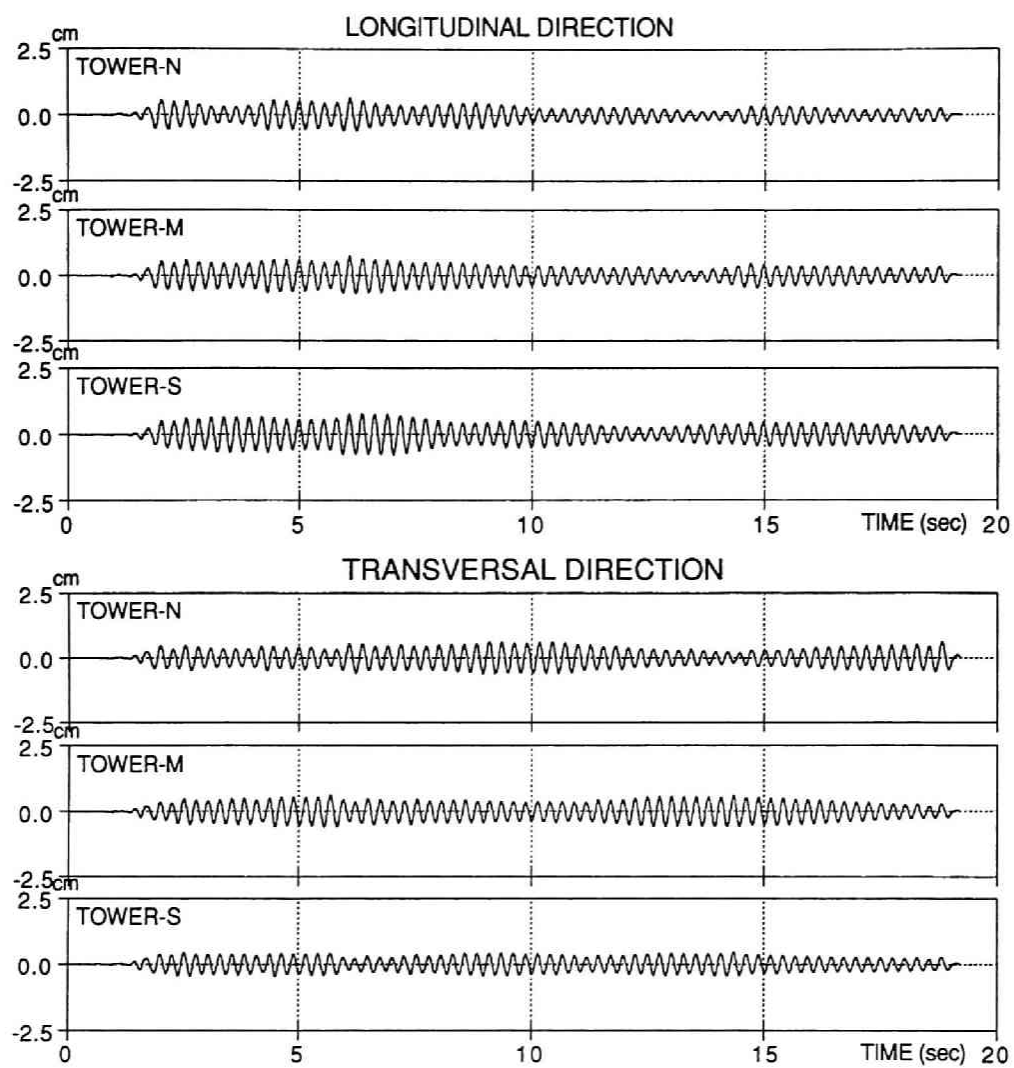


(a) 鉄塔頂部の変位応答時刻歴

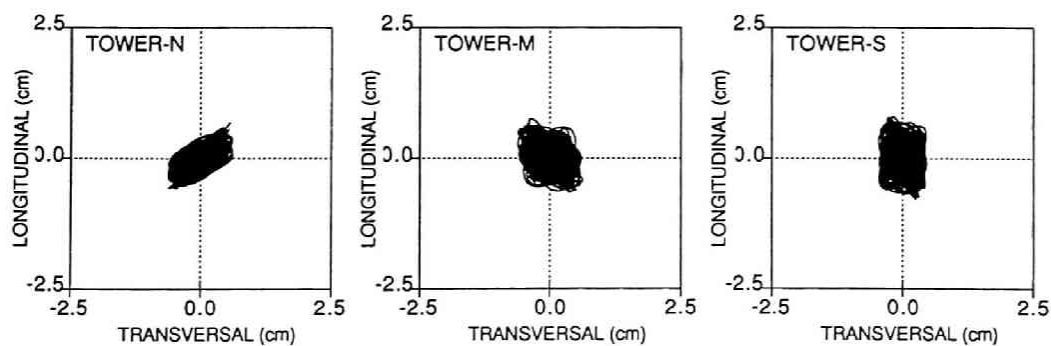


(b) 鉄塔頂部の水平2方向応答変位軌跡

図 2.14 連成系の線路方向加振時の応答記録 (Spec.C3R6EY)



(a) 鉄塔頂部の変位応答時刻歴



(b) 鉄塔頂部の水平 2 方向応答変位軌跡

図 2.15 連成系の 2 方向加振時の応答記録 (Spec.C3R6E)

2.2.4.2 架渉線の有無による応答の比較

前項で述べたように、加振方向によっては鉄塔—架渉線連成系と独立鉄塔では応答に大きな差がでる場合があり、架渉線の有無が応答に及ぼす影響をさらに詳細に調べる必要がある。そのために、連成系の加振実験と同一の加振条件下における独立鉄塔の応答を求め、実験による連成系の応答と比較する。

独立鉄塔の応答を求めるため、連成系の加振実験から得た振動台の加速度記録を入力加速度に用い、各鉄塔を 1 自由度振動系にモデル化して線形加速度法による数値解析を行った。数値解析の精度を確認するため、予め実験により入出力の分かっている独立鉄塔の2方向加振実験結果と数値解析結果を比較し、両者の時刻歴が一致するような 3 基の鉄塔の固有振動数および減衰定数を定めた。数値解析に用いたパラメータを表 2.8 に示す。

表 2.8 独立鉄塔数値解析に採用した試験体諸元

鉄塔	方向	固有振動数(Hz)	減衰定数
N	線路平行	3.720	0.0035
	線路直交	3.740	0.0015
M	線路平行	3.788	0.0035
	線路直交	3.788	0.0030
S	線路平行	3.788	0.0035
	線路直交	3.788	0.0030

この解析から得た応答時刻歴と実験から得た応答時刻歴を重ねてプロットした例が図 2.16 である。図は独立鉄塔試験体に El Centro 地震波および 八戸港湾地震波による加振実験の記録を基に鉄塔 N、M の線路方向の応答を計算した結果を示しており、応答の最大値、位相など実験値と比較できるだけの十分な精度が得られている。

連成系試験体による全てのランダム波加振実験から得た加速度・速度・変位の最大応答値をそれぞれ ${}_e\ddot{u}_{\max}$ 、 ${}_e\dot{u}_{\max}$ 、 ${}_e u_{\max}$ 、数値解析から得た同一加振条件下における独立鉄塔系の加速度・速度・変位の最大応答値を ${}_a\ddot{u}_{\max}$ 、 ${}_a\dot{u}_{\max}$ 、 ${}_a u_{\max}$ としたとき、最大応答の実験値を独立鉄塔の応答値で除した応答比を、それぞれ

$$\alpha_{acc} = {}_e\ddot{u}_{\max} / {}_a\ddot{u}_{\max}, \quad \alpha_{vel} = {}_e\dot{u}_{\max} / {}_a\dot{u}_{\max}, \quad \alpha_{dsp} = {}_e u_{\max} / {}_a u_{\max}$$

と定義し、この応答比 α により比較を行う。

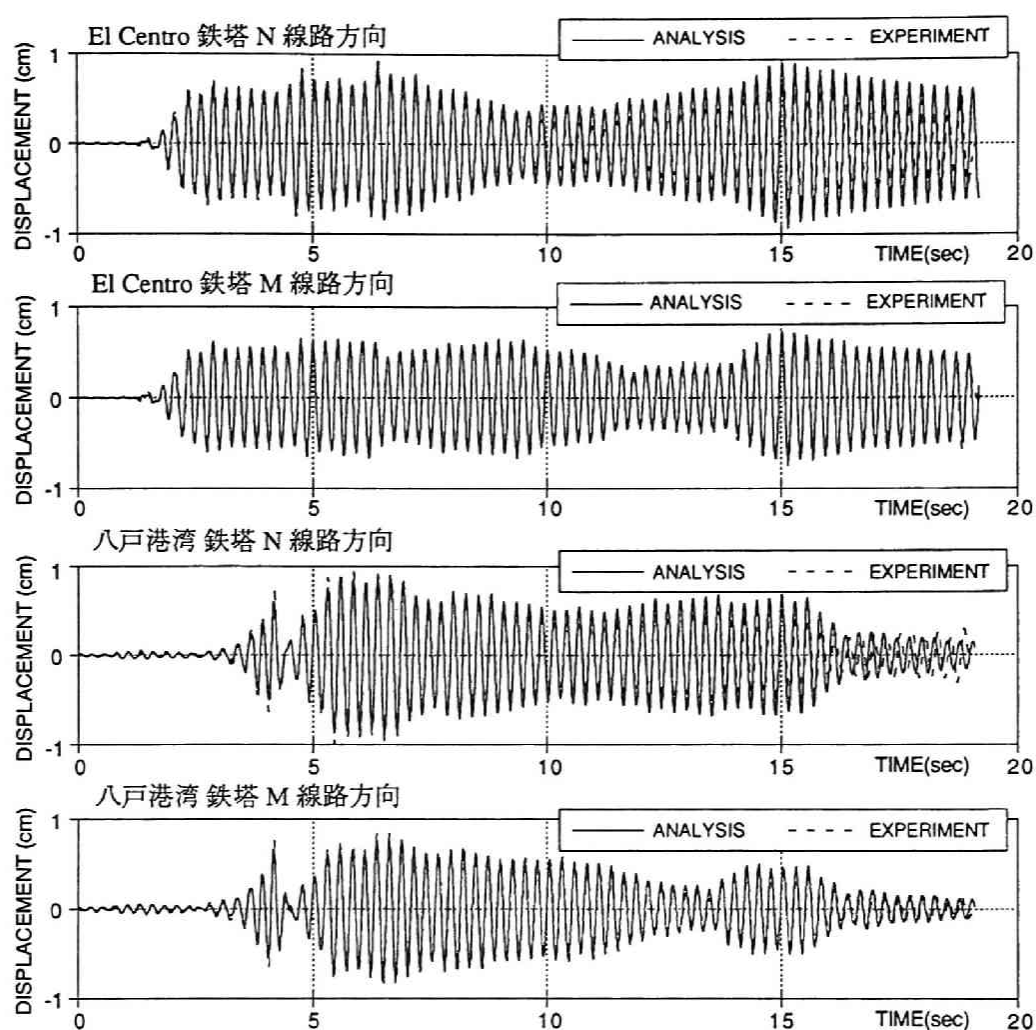


図 2.16 独立鉄塔変位応答の実験値と解析値の比較

表 2.9 に連成系試験体によるランダム波加振実験から求めた応答比を示す。

加速度・速度・変位いずれの応答比も同様の傾向を示している。

線路直交方向の応答は、入力地震波・加振方向の違いによらず全て $0.6 \leq \alpha \leq 1.2$ 程度の範囲内にあり、架渉線の存在により応答は独立鉄塔と同レベルあるいはそれを下回る場合が多い。入力地震波別に見れば、Taft 及び八戸港湾地震波の場合は $0.85 \leq \alpha \leq 1.12$ で連成系と独立系の差はほとんどなく、El Centro 地震波では $0.65 \leq \alpha \leq 1.16$ で応答が小さくなる場合が多い。

一方、線路方向の応答は、応答比が $0.65 \leq \alpha \leq 1.99$ となり連成系の方が大きくなる場合が大半である。2方向加振時の線路方向応答は全て独立系より大きく応答比の最大値は 1.69 に達する。また、線路方向のみ加振した場合の応答を見ると入力地震波による違いが顕著で、Taft 地震波では $0.93 \leq \alpha \leq 1.11$ で応答比は 1 前後であるのに

表 2.9 連成系・独立鉄塔の最大応答比較

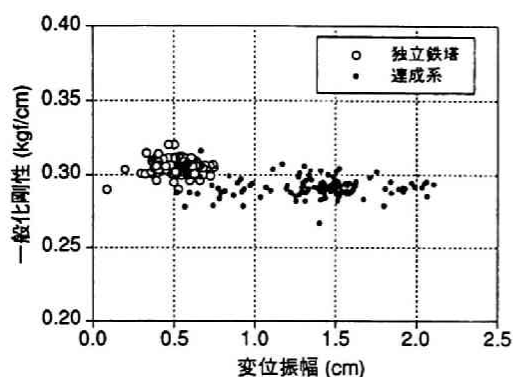
加振方向	応答の方向	地震波	加速度応答比 α_{acc}			速度応答比 α_{vel}			変位応答比 α_{dsp}		
			N	M	S	N	M	S	N	M	S
線路平行	線路平行	El Centro	0.81	1.90	2.01	0.77	1.81	1.94	0.75	1.85	1.99
		Taft	0.85	1.02	1.17	1.02	0.97	1.01	0.96	0.99	1.05
		八戸港湾	1.09	1.29	1.37	1.13	1.53	1.61	1.15	1.48	1.57
線路直交	線路直交	El Centro	0.65	1.04	0.91	0.65	0.93	0.76	0.71	0.89	0.73
		Taft	0.99	1.04	1.07	1.02	1.05	1.05	1.09	1.05	1.05
		八戸港湾	0.87	1.11	1.03	0.85	1.08	1.02	0.93	1.00	0.95
2方向	線路平行	El Centro	1.12	1.37	1.62	1.06	1.47	1.68	1.06	1.57	1.68
		Taft	1.11	1.03	1.37	1.15	1.17	1.50	1.20	1.33	1.69
		八戸港湾	1.07	1.18	1.42	1.13	1.19	1.51	1.21	1.16	1.46
	線路直交	El Centro	0.67	1.16	0.93	0.65	1.01	0.77	0.65	1.02	0.77
		Taft	0.93	1.07	1.06	1.03	1.11	1.04	1.15	1.11	1.06
		八戸港湾	0.98	1.12	1.02	0.96	1.10	1.01	0.99	1.00	0.90

対し、八戸港湾地震波では $1.07 \leq \alpha \leq 1.51$ と全ての応答は増大する。また、El Centro 地震波では鉄塔 N が $0.75 \leq \alpha \leq 0.81$ と応答が小さくなるのに対し、他の鉄塔 M、S は $1.81 \leq \alpha \leq 2.01$ と極めて高い応答の増大を示す。

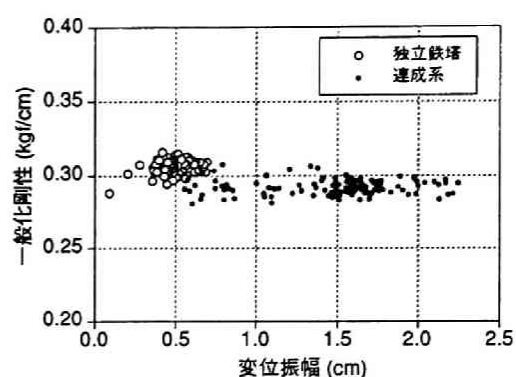
El Centro 地震波におけるこのような応答の特徴は、鉄塔 N の固有振動数が入力地震波の卓越振動数に近いことにより振動が励起されたためと考えられる。独立鉄塔としての応答は数値解析による最大変位で 2.61cm あり、他の 2 基の鉄塔の最大変位 (1.14cm) と比較して2倍以上大きい。従って、連成系では 3 基の鉄塔の応答の位相及び振幅が等しくなる方向に影響を及ぼし合い、相対的に鉄塔Nの応答比は小さく、鉄塔 M、S の応答比は大きくなる。これは架渉線の影響が最も大きく現れた実験例であり、応答比は2前後で構造設計上無視できない大きなレベルに達している。

2.2.4.3 連成系内の鉄塔試験体の動特性

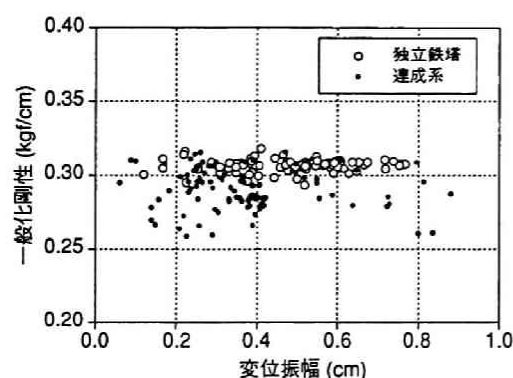
連成系を構成する鉄塔は振動中に架渉線張力を介して隣接する鉄塔と相互に影響を及ぼし合うが、この時の振動中の鉄塔に作用する慣性力・復元力・減衰力と比較した架渉線張力レベルを知ることが重要である。実験では直接張力を測定していないが、2.2.3.2 項のシステム同定手法を用いて間接的にその影響を調べる。



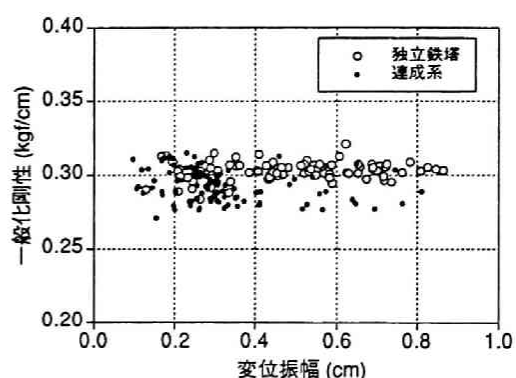
(a) 線路方向加振時鉄塔 M (El Centro)



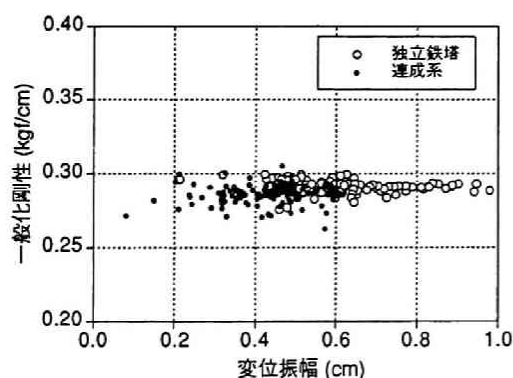
(b) 線路方向加振時鉄塔 S (El Centro)



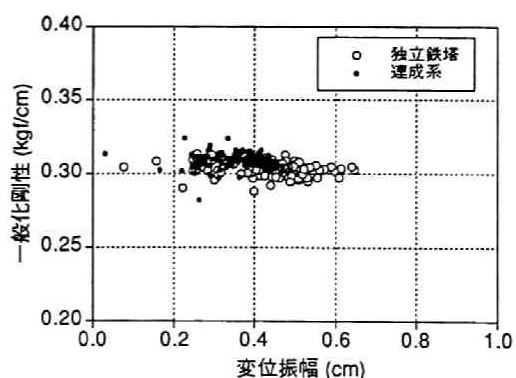
(c) 線路方向加振時鉄塔 M (八戸港湾)



(d) 線路方向加振時鉄塔 S (八戸港湾)



(e) 2 方向加振時鉄塔 N (El Centro)



(f) 2 方向加振時鉄塔 S (El Centro)

図 2.17 独立鉄塔および連成系の剛性同定結果

式 (2.16c) に示す運動方程式を連成系試験体の鉄塔頂部での応答記録に適用する。すなわち、連成系内の鉄塔を独立鉄塔とみなしたときの架渉線の影響を含めた見かけ上の剛性をシステム同定手法により求め、独立鉄塔の実験から同定された剛性と比較する。

表 2.10 鉄塔剛性実験値の独立系・連成系比較

加振方向	応答の方向	地震波	鉄塔	独立鉄塔	連成系		
				平均値	平均値	最小値	最大値
線路方向	線路平行	El Centro	M	0.3049	0.2921	0.2665	0.3161
			S	0.3062	0.2918	0.2806	0.3079
		八戸港湾	M	0.3027	0.2924	0.2740	0.3151
			S	0.3065	0.2895	0.2586	0.3157
2方向	直交 線路	El Centro	N	0.2908	0.2856	0.2623	0.3050
			S	0.3032	0.3090	0.2816	0.3244

振動中の半サイクル毎のインターバルから同定された剛性値と、対応するサイクルの変位振幅を図 2.17 (a) ～ 図 2.17 (f) に示す。

独立鉄塔の応答と比較して連成系の応答が大きい場合の例として、El Centro 地震波による鉄塔 M (図 a)、鉄塔 S (図 b)、及び八戸港湾地震波による鉄塔 M (図 c)、鉄塔 S (図 d) の実験結果を用いた結果を示す。いずれも線路方向のみ 1 方向加振した場合の線路方向の応答値から同定したもので、連成系内の鉄塔では明らかに見かけ上の剛性が低下しているのが分かる。表 2.10 に各図のプロット点の平均値あるいは最小値を示すが、平均的な剛性は 3 ～ 5 % 程度低下している。独立鉄塔の同定剛性値はほぼ一定とみなせるのに対し、連成系の場合は剛性のばらつきが大きく、これは振動中の各サイクルで架渉線張力の大きさが必ずしも一定ではないこと、あるいは 1 サイクルの間でも架渉線張力が変動することによると予想される。独立鉄塔との差が最も大きい最小の剛性値と独立鉄塔の平均値で比較すれば、8 ～ 15 % 程度の剛性低下が見られる。このことから架渉線張力が応答を増大させる方向に作用していることが明らかである。

また、逆に連成系の応答が小さい場合の例として、El Centro 地震波で 2 方向加振したときの鉄塔 N (図 e)、鉄塔 S (図 f) の線路直交方向の応答を用いた結果を示す。図より明らかに独立系と連成系の剛性にはほとんど差が見られない。図 (f) の鉄塔 S ではむしろ剛性が若干増大していると思われる。このような場合、架渉線が応答を減少させる方向に作用していることを示していると考えられる。

2.3 塔体一架渉線連成系の振動解析

前項までの実験結果から明らかなように、架渉線で繋がれた鉄塔が強震を受けたときの動的応答は架渉線張力の影響による連成効果が見られ、基本的動特性の異なる鉄塔が繋がれた場合に応答を増大させる原因となる。一部の鉄塔の応答が大きいと隣接する他の鉄塔の応答も増大し、その影響は耐震設計上無視し得ないレベルに達している。本項では、実験に用いた試験体の鉄塔 N のように他の鉄塔と基本的動特性が異なる鉄塔が存在した場合の連成系応答への影響を調べることを目的として行った数値解析について論述する。

解析精度の検証を容易にするため実験試験体を対象とする解析モデルを用い、さらに試験体の鉄塔 N の基本的動特性を種々変えたモデルを使い、線路方向加振時の独立鉄塔および鉄塔一架渉線連成系の応答を求めて比較した。

2.3.1 解析方法

2.3.1.1 解析モデル

実験に用いた試験体は水平 2 方向に挙動していること、あるいは架渉線の重力による釣合状態を求める必要があること、などから解析モデルには 3 次元の自由度が必要となる。このため線路方向・線路直交方向・鉛直方向を基準座標軸とする立体モデルとする。鉄塔部は 1 自由度連続体と見なすことができるから、曲げ・せん断・伸び変形する弾性線材要素により構成し、質量は塔体部 5 点、腕金線端部 2 点の合計 7 質点に分けた節点集中質量とする。1 節点の自由度は直交 3 方向の移動と各軸回りの回転による 6 自由度とする。

架渉線は軸方向変形にのみ剛性を持つ弾性線材要素とし、1 本の架渉線を 8 節点 9 要素から構成し、質量は 8 節点の集中質量とする。要素間はピン接合とし、架渉線の撓みが大きいことが予想されるため幾何学的非線形性を考慮した。架渉線節点については直交 3 方向の移動のみ考慮し、3 自由度とする。

解析モデルの形状を図 2.18 に示す。各鉄塔には試験体実測による質量・剛性を与え、さらに表 2.8 線路方向の固有振動数と一致するよう頂部質点の質量を調整した。減衰定数は同表の線路方向の値を採用した。また、架渉線についても表 2.1 に示す試験体実測による質量を各質点に均等配分し、伸び剛性は試験体のピアノ線の規格値を用いた。

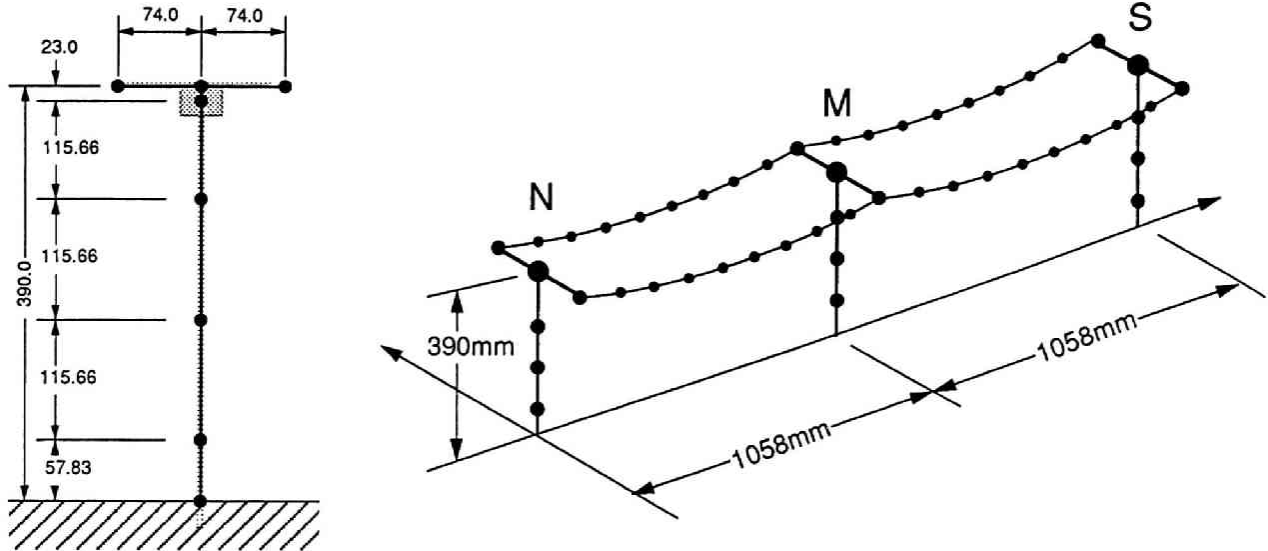


図 2.18 連成系解析モデル (単位 : mm)

2.3.1.2 解析手法

(1) 解析フロー

図 2.19 に数値解析プログラムのフローを示す。

解析は 2 段階に分けて行い、第 1 段階では静的解析を行う。解析モデルに関するデータを読み込み後、重力による架渉線の静的釣合状態を求めるための静的解析を直接剛性法により行う。架渉線の幾何学的非線形性を考慮するために剛性マトリクスの修正と不釣合力を計算して不釣合力が十分小さくなるまで Newton-Raphson 法による収斂計算を行い、静的釣合状態に達した後、釣合状態における剛性マトリクスを用いた固有値解析を行った。

第 2 段階で動的解析を行う。すなわち、入力加速度記録を読み込み後、Newmark β 法を用いた線形加速度法により各節点の応答を求め、これに基づいて各時間ステップ毎に架渉線の幾何学的非線形性を考慮した収斂計算により釣合状態を求め、最終的な応答を確定した。

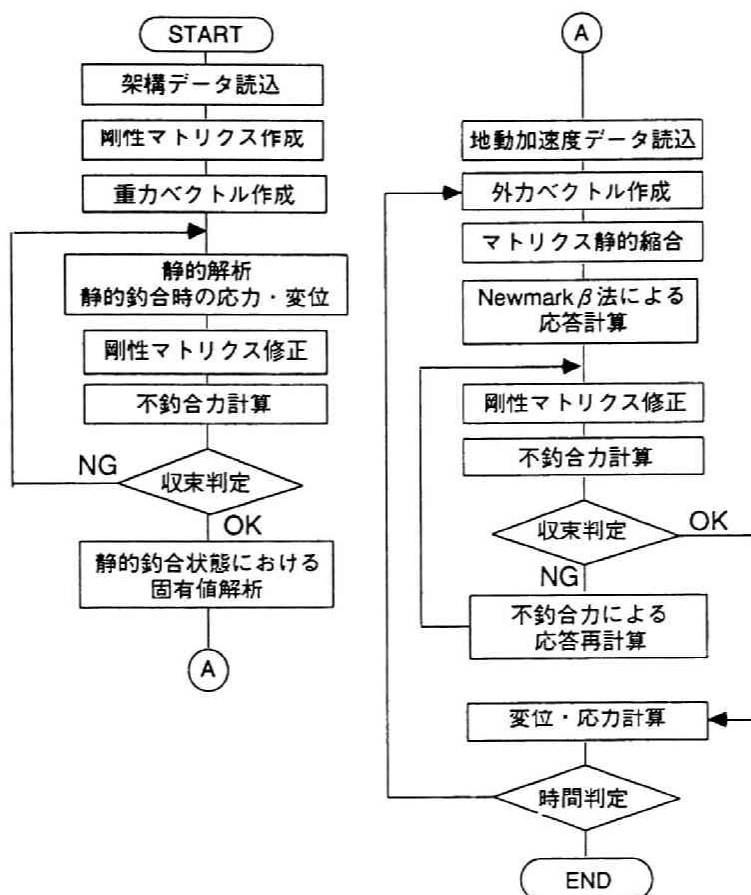


図 2.19 振動解析フロー

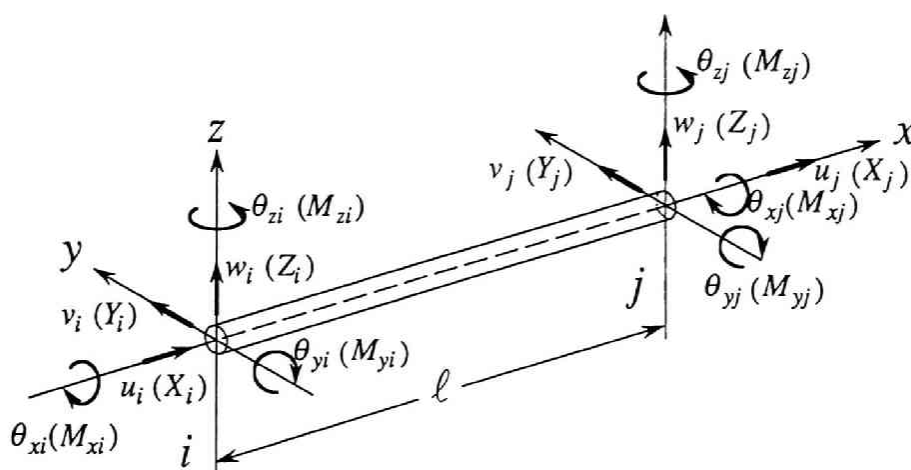


図 2.20 鉄塔塔体部の線材要素

(2) 鉄塔要素剛性マトリクス

鉄塔部分を構成する線材要素は軸方向・せん断・曲げについて弾性範囲内で微小変形するものと仮定し、両端 2 節点の 12 自由度について以下の剛性方程式を採用し

た[21]。式中の記号については図 2.20 に示す。1 つの要素両端の節点を i, j とし、それぞれの応力ベクトルならびに変位ベクトルを、

$$\mathbf{F} = \{X_i \ Y_i \ Z_i \ M_{xi} \ M_{yi} \ M_{zi} \ X_j \ Y_j \ Z_j \ M_{xj} \ M_{yj} \ M_{zj}\}^T$$

$$\mathbf{u} = \{u_i \ v_i \ w_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi} \ \theta_{zi} \ u_j \ v_j \ w_j \ \theta_{xj} \ \theta_{yj} \ \theta_{zj}\}^T$$

とすると、要素剛性方程式は、

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{u} \quad (2.17)$$

要素剛性マトリクス \mathbf{K} は次式 (2.18) で得られる。

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{(1+\phi_y)\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{(1+\phi_y)\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{(1+\phi_z)\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{(1+\phi_z)\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_y}{(1+\phi_z)\ell} & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 & \frac{(2-\phi_z)EI_y}{(1+\phi_z)\ell} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{(1+\phi_y)\ell} & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} & 0 & 0 & \frac{(2-\phi_y)EI_z}{(1+\phi_y)\ell} & 0 \\ -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{(1+\phi_y)\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} & 0 & \frac{12EI_z}{(1+\phi_y)\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{(1+\phi_z)\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{(1+\phi_z)\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{(4+\phi_z)EI_y}{(1+\phi_z)\ell} & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 & -\frac{(2-\phi_z)EI_y}{(1+\phi_z)\ell} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{(4+\phi_y)EI_z}{(1+\phi_y)\ell} & \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} & 0 & 0 & -\frac{(2-\phi_y)EI_z}{(1+\phi_y)\ell} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_z}{(1+\phi_y)\ell^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{(1+\phi_z)\ell^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{(1+\phi_z)\ell^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_y}{(1+\phi_z)\ell} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{(1+\phi_y)\ell} \end{bmatrix}$$

Sym.

(2.18)

ただし、 E ヤング係数、 ℓ 要素長
 I_y, I_z 断面 2 次モーメント、 GJ ねじり剛性
 A 垂直断面積、 A_{sy}, A_{sz} セン断断面積
 $\phi_y = \frac{12EI_z}{GA_{sy}\ell^2}$ 、 $\phi_z = \frac{12EI_y}{GA_{sz}\ell^2}$

(3) 架渉線要素剛性マトリクス

ケーブル構造の解析には幾何学的非線形性のみ考慮し材料非線形性を考慮しない場合が多い。これは、材料の非弾性域に入ることばまれであるが、弾性変形であっても変形は微小とみなせないことによるもので、本解析の架渉線要素は幾何学的非

線形性を考慮した軸方向伸び剛性のみ有する弾性線材要素にモデル化する。

同様の手法を用いたケーブル構造の非線形解析は Michalos, Brinstiel [22] に始まり、Dean [23] や West [24] による単一ケーブルを対象とした解析、ケーブルネット構造を対象とした Argyris [25] や K. H. Chu [26] による解析、斜張橋などのケーブルを含む構造形式の Baron, Venkatesan [27]、Leonard [28~30]、Morris [31,32] らによる動的解析が行われている。本解析では Argyris [25] の手法を参考に以下の架渉線要素剛性マトリクスを用いた。

要素両端の節点を i, j とすると、それぞれピン接合されているから 3 自由度を有しており、要素座標系において

$$\text{要素応力ベクトル } \mathbf{F} = \{X_i \ Y_i \ Z_i \ X_j \ Y_j \ Z_j\}^T$$

$$\text{要素変位ベクトル } \mathbf{u} = \{u_i \ v_i \ w_i \ u_j \ v_j \ w_j\}^T$$

とおくと、要素剛性方程式は、

$$\mathbf{F} = [\mathbf{K}_E + \mathbf{K}_G] \mathbf{u} \quad (2.19)$$

ここで、 \mathbf{K}_E 、 \mathbf{K}_G はそれぞれ要素座標系における弾性剛性マトリクス、幾何剛性マトリクスで、要素軸力（釣合状態における架渉線張力）を N 、要素のある応力状態における軸長を ℓ とすると式 (2.20) で得られる。また、要素座標系から全体座標系への変換マトリクス \mathbf{R} は、全体座標系における変形後の節点変位から求められる要素の直交 3 方向の方向余弦をそれぞれ C_x 、 C_y 、 C_z とおいて式 (2.21) で得られ、全体座標系における剛性マトリクスは、式 (2.22) で得られる。

$$\mathbf{K}_E = \frac{EA}{\ell} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cdots & & & 1 & 0 & 0 \\ & \text{Sym.} & & & 0 & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_G = \frac{N}{\ell} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & -1 \\ \cdots & & & 0 & 0 & 0 \\ & \text{Sym.} & & & 1 & 0 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} C_x & C_y & C_z \\ -\frac{C_x C_y}{\sqrt{C_x^2 + C_z^2}} & \sqrt{C_x^2 + C_z^2} & -\frac{C_y C_z}{\sqrt{C_x^2 + C_z^2}} \\ -\frac{C_z}{\sqrt{C_x^2 + C_z^2}} & 0 & \frac{C_x}{\sqrt{C_x^2 + C_z^2}} \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{R}^T [\mathbf{K}_E + \mathbf{K}_G] \mathbf{R} \quad (2.22)$$

式 (2.19) ～ 式 (2.21) を式 (2.22) に代入して整理すると、剛性マトリクスは次の表現となる。

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{k} & -\mathbf{k} \\ -\mathbf{k} & \mathbf{k} \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

$$\text{ただし、} \quad \mathbf{k} = \frac{EA - N}{\ell} \mathbf{R}_E + \frac{N}{\ell} \mathbf{I} \quad , \quad \mathbf{R}_E = \begin{bmatrix} C_x^2 & C_x C_y & C_z C_x \\ & C_x^2 & C_y C_z \\ \text{Sym.} & & C_x^2 \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

(4) 振動方程式とその解法

システム全体の振動方程式はマトリクスを用いて次式で表現される。

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{P} \quad (2.25)$$

ここで、
 \mathbf{M} 質量マトリクス $\ddot{\mathbf{u}}$ 加速度ベクトル
 \mathbf{C} 減衰マトリクス $\dot{\mathbf{u}}$ 速度ベクトル
 \mathbf{K} 剛性マトリクス \mathbf{u} 変位ベクトル
 \mathbf{P} 外力ベクトル

である。減衰マトリクスは剛性比例型とし、減衰定数 h と固有値解析により求まる基本モードの固有円振動数 ω を用いて次式によった。

$$\mathbf{C} = \frac{2h}{\omega} \mathbf{K} \quad (4.26)$$

ここで外力ベクトルとして、重力は全ての質点に鉛直方向外力として常時作用するものとし、また、水平 2 方向の加振力は地盤に支持されている鉄塔の質点にのみ作用するものとする。式 (2.25) の各ベクトルを外力の作用する主変位成分（全節点の鉛直方向成分、鉄塔節点の水平 2 方向成分）と作用しない従変位成分（全節点の回転 3 成分、架渉線節点の水平 2 方向成分）に分け、主変位成分を添字 m 、従変位成分を添字 s を付して区別する。各マトリクスも対応する成分に並べ替えて整理すると振動方程式は式 (2.27) で表現される。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_m & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_m \\ \ddot{\mathbf{u}}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{mm} & \mathbf{C}_{ms} \\ \mathbf{C}_{sm} & \mathbf{C}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_m \\ \dot{\mathbf{u}}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{mm} & \mathbf{K}_{ms} \\ \mathbf{K}_{sm} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_m \\ \mathbf{u}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_m \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.27)$$

数値解析における計算量を低減するため以下の方法でマトリクスの静的縮合を行い、主変位のみに関する振動方程式を得る。すなわち、従変位 \mathbf{u}_s の方向には慣性力・減衰力が作用しないと仮定すれば、

$$\mathbf{M}_s = \mathbf{C}_{ms} = \mathbf{C}_{sm} = \mathbf{0}$$

であるから、振動方程式 (2.27) は、

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_m & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_m \\ \ddot{\mathbf{u}}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{mm} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_m \\ \dot{\mathbf{u}}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{mm} & \mathbf{K}_{ms} \\ \mathbf{K}_{sm} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_m \\ \mathbf{u}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_m \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.28)$$

となる。式 (2.28) を展開して整理し主変位成分のみ取り出すと振動方程式は式 (2.29) の形に簡略化されるとなる。

$$\mathbf{M}_m \ddot{\mathbf{u}}_m + \mathbf{C}_m \dot{\mathbf{u}}_m + \mathbf{K}_m \mathbf{u}_m = \mathbf{P}_m \quad (2.29)$$

ただし、 $\mathbf{C}_m = \mathbf{C}_{mm}$

$$\mathbf{K}_m = \mathbf{K}_{mm} - \mathbf{K}_{ms} \mathbf{K}_{ss}^{-1} \mathbf{K}_{sm}$$

また、従変位は式 (2.30) により求められる。

$$\mathbf{u}_s = -\mathbf{K}_{ss}^{-1} \mathbf{K}_{sm} \mathbf{u}_m \quad (2.30)$$

本解析では式 (2.29) の振動方程式を線形加速度法により逐次解くことになるが、架渉線要素の幾何学的非線形性を考慮するために系の剛性は各時間ステップにおける接線剛性により表現されなければならない。そのため、静的縮合された振動方程式を変位増分型の表現に改めると、時刻 $\tau = t + \Delta t$ における振動方程式は式 (4.31) となる（以下、主変位成分を示す添字 m は省略する）。

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \sum_{\tau=0}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{\tau} \Delta \mathbf{u}_{\tau} = -\mathbf{M} \alpha_{t+\Delta t} \quad (2.31)$$

となる。ただし、 \mathbf{K}_{τ} は時刻 τ における系の接線剛性マトリクス、 $\Delta \mathbf{u}_{\tau}$ は増分変位ベクトルを表わす。ここで、時刻 $\tau = t$ における復元力ベクトルを \mathbf{R}_t 、時刻 $\tau = t + \Delta t$ における外力ベクトルを $\mathbf{f}_{t+\Delta t}$ 、入力加速度ベクトルを $\alpha_{t+\Delta t}$ とおくと、

$$\mathbf{R}_t = \sum_{\tau=0}^t \mathbf{K}_{\tau} \Delta \mathbf{u}_{\tau}$$

$$\mathbf{f}_{t+\Delta t} = -\mathbf{M} \alpha_{t+\Delta t} - \mathbf{R}_t$$

である。式 (2.31) の復元力項は、

$$\sum_{\tau=0}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{\tau} \Delta \mathbf{u}_{\tau} = \sum_{\tau=0}^t \mathbf{K}_{\tau} \Delta \mathbf{u}_{\tau} + \mathbf{K}_{t+\Delta t} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{R}_t + \mathbf{K}_{t+\Delta t} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} \quad (2.32)$$

となり、振動方程式は次式の表現となる。

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{K}_{t+\Delta t} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{f}_{t+\Delta t} \quad (2.33)$$

振動方程式の解法として、Newmark [32] による直接積分法（ $\beta = 1/4$ ）を用い、次の関係を得る。

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \frac{4}{(\Delta t)^2} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_t - \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (2.34)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \frac{2}{\Delta t} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \dot{\mathbf{u}}_t \quad (2.35)$$

これらを式 (2.33) に代入すると振動方程式は $\Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}$ のみが未知数の次式となる。

$$\mathbf{M} \left\{ \frac{4}{(\Delta t)^2} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_t - \ddot{\mathbf{u}}_t \right\} + \mathbf{C} \left\{ \frac{2}{\Delta t} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \dot{\mathbf{u}}_t \right\} + \mathbf{K}_{t+\Delta t} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{f}_{t+\Delta t} \quad (2.36)$$

$\Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}$ について解くと時刻 $\tau = t + \Delta t$ における応答は以下のように得られる。

$$\Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \left[\frac{4}{(\Delta t)^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K}_{t+\Delta t} \right]^{-1} \left\{ \mathbf{f}_{t+\Delta t} + \mathbf{M} \left(\frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_t + \ddot{\mathbf{u}}_t \right) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_t \right\} \quad (2.37)$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} \quad (2.38)$$

式 (2.37) で求められる $\Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}$ を式 (2.34)、(2.35) に代入すれば応答加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$ 、応答速度 $\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$ が求められる。これらの応答値から架渉線の幾何学的非線形性を考慮して剛性マトリクスを新たに計算し、振動方程式に代入すると、元の振動方程式 (2.33) は成立せず、不釣合力 \mathbf{R}_u を生じる。

式 (2.38) で求められた応答変位 $\mathbf{u}_{t+\Delta t}$ から計算される系の接線剛性マトリクスを $\mathbf{K}'_{t+\Delta t}$ とすると、不釣合力は振動方程式 (2.33) より次式で計算される。

$$\mathbf{R}_u = \mathbf{f}_{t+\Delta t} - (\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{K}'_{t+\Delta t} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}) \quad (2.39)$$

$\mathbf{R}_u = 0$ となるときの増分変位を $\Delta \mathbf{u}'_{t+\Delta t} = \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t} + \Delta \mathbf{u}'$ とおき、系の剛性を $\mathbf{K}'_{t+\Delta t}$ として式 (2.39) に代入すると、増分変位の誤差 $\Delta \mathbf{u}'$ は、

$$\Delta \mathbf{u}' = \left[\frac{4}{(\Delta t)^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K}'_{i+\Delta t} \right]^{-1} \mathbf{R}_u \quad (2.40)$$

となる。式 (2.40) により求められる変位誤差 $\Delta \mathbf{u}'$ から剛性マトリクスおよび応答値を修正し、式 (2.39) による不釣合力 \mathbf{R}_u が許容値以下となるまで収斂計算を行うことにより応答値を確定する。

収束判定のための不釣合力の許容値として、S.H. Mote と K.H. Chu [26] によるケーブルトラス構造の動的解析例では、節点荷重の作用しない節点で応力の 1% 以下、節点荷重の作用する節点では節点荷重の 10% 以下の基準を採用し、5 ～ 6 回の収斂計算で収束したと報告されている。

本解析では節点荷重の作用する節点で節点荷重の 10% を基準にした場合には誤差が累積する場合が生じたため、全ての節点で不釣合力 \mathbf{R}_u の各成分が応力あるいは節点荷重 $\mathbf{f}_{i+\Delta t}$ の 1% 以下となったときに釣合状態に収束したものとみなした。解析中の収斂計算回数は 2 ～ 8 回程度であった。

2.3.2 実験モデルの振動解析結果

2.3.2.1 加振実験モデルによる振動解析結果

鉄塔一架渉線連成系試験体の振動解析では、同一の地震波入力に対して鉄塔 N に相当する端部鉄塔の固有振動数を変化させたときの、連成系内の 3 基の鉄塔の応答を比較する。入力した地震波は実地震波加振実験の中で、独立鉄塔と比較した連成系内の鉄塔の応答が特に大きい、線路方向加振による C3R6EY の実験（El Centro 波、時間軸 0.6 倍、線路方向加振）の振動台における水平 2 方向の加速度記録を用いた。

解析パラメータとして鉄塔 N の塔体部剛性を変化させることにより独立鉄塔としての固有振動数を 3.00 ～ 4.50 Hz の範囲で 15 通りに変化させた。また、鉄塔 M、S は試験体と同じ動特性を与えた。

表 2.11 に解析パラメータと、解析から得た連成系の応答最大値などを示す。

鉄塔 N の単独での固有振動数 $f_N = 3.788$ Hz の場合は、3 基の鉄塔が全て同一の動特性となる。解析から得た応答の時刻歴が図 2.21 で、上から順に鉄塔 N、M、S の頂部節点における線路方向変位応答、および鉄塔 N-M 間の 2 本の架渉線の張力の時刻歴を示す。

表 2.11 振動実験モデルを用いた動的解析による最大応答

鉄塔N単体の 固有振動数 f_N (Hz)	鉄塔N塔体部 曲げ剛性 (kg/cm)	塔頂線路方向最大変位 (cm)			架渉線最大張力(g)		鉄塔N 単体最大 変位 (cm)
		N	M	S	C1	C2	
3.00	2.0000	2.0098	1.3705	1.5918	542.95	652.71	1.5712
3.30	2.4150	1.3694	1.3694	1.5400	236.87	324.96	1.4746
3.50	2.7150	1.8934	1.5341	1.6988	396.53	279.34	1.5039
3.60	2.8725	2.7817	2.6322	2.6692	241.47	312.70	1.2495
3.65	2.9540	2.5491	2.4596	2.4527	206.33	190.41	1.2144
3.70	3.0350	1.9991	1.9177	1.9098	141.93	155.21	2.1560
3.72	3.0680	1.7231	1.6659	1.6766	135.84	138.79	2.6137
3.75	3.1180	1.3545	1.3799	1.3900	59.58	58.07	2.0890
3.788	3.1810	1.1666	1.1670	1.1672	58.70	57.44	1.1427
3.80	3.2000	1.1211	1.1339	1.1395	58.87	57.63	1.0513
3.90	3.3720	0.9401	0.9787	1.0231	116.39	153.20	1.2796
4.00	3.5460	1.2298	1.1665	1.3348	303.36	305.83	1.1866
4.15	3.8190	1.4855	1.4314	1.7022	436.92	441.39	1.2495
4.30	4.1000	1.8561	1.8366	2.2308	422.03	422.05	1.9058
4.50	4.5000	1.3471	1.2076	1.6860	357.18	317.86	1.4552

この条件では 3 基の鉄塔頂部の最大変位はいずれも約 1.167cm とほぼ同じ応答を示し、また、架渉線の最大張力は約 58g で静的釣合状態とほとんど変化していない。架渉線をつけない独立鉄塔の数値解析による最大応答変位は表中に示すように 1.1427cm で、連成系の応答はこれの約 1.02 倍であるから架渉線の影響はほとんど無視できる程度に小さい。

鉄塔 N の固有振動数 $f_N = 3.720$ Hz のモデルの場合は、3 基の鉄塔の動特性が実験に用いた試験体と同じ場合に相当する。解析から得た応答の時刻歴を図 2.22 に示すが、これは図 2.14 の実験から得た応答時刻歴と対応するものである。また、図 2.16 には独立鉄塔における同じ加振条件での実験および解析による応答時刻歴が示されている。これら 3 つの応答を比較すれば、本解析により連成系の応答の特徴を十分に再現できているものと考えられる。連成系の場合に最大応答の絶対値は解析値が実験値より小さい値となっているが、これは解析上の仮定で、架渉線の減衰定数が不明であるため鉄塔と同等とみなしたこと、あるいは各鉄塔の水平 2 方向の連成が考慮されていないこと、などによるものと考えられる。

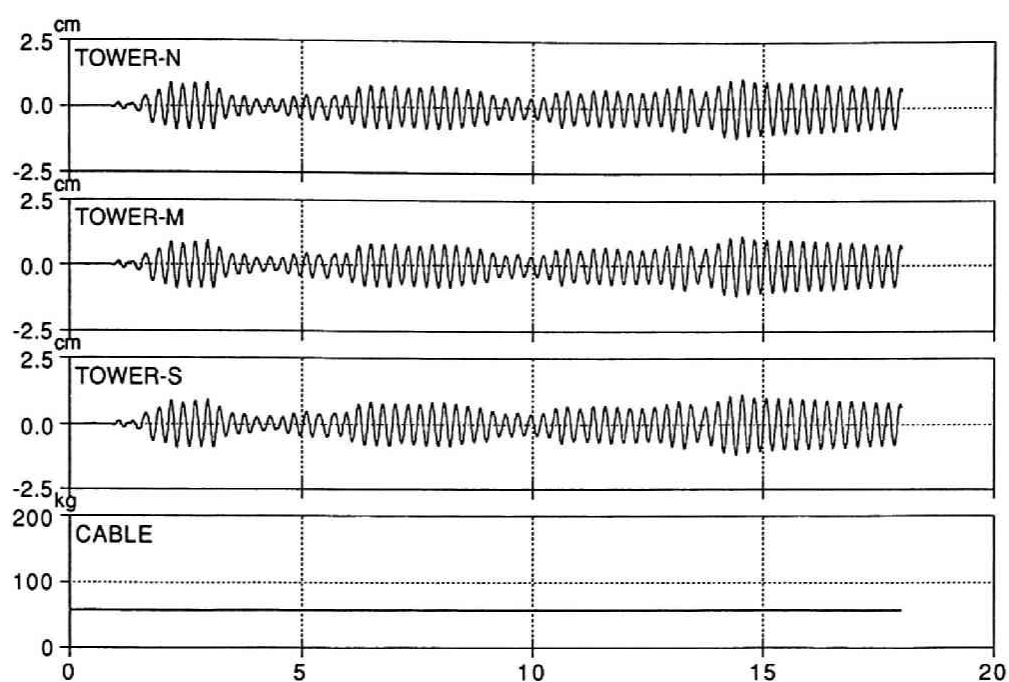


図2.21 動的解析による応答時刻歴 ($f_N = 3.788\text{Hz}$)

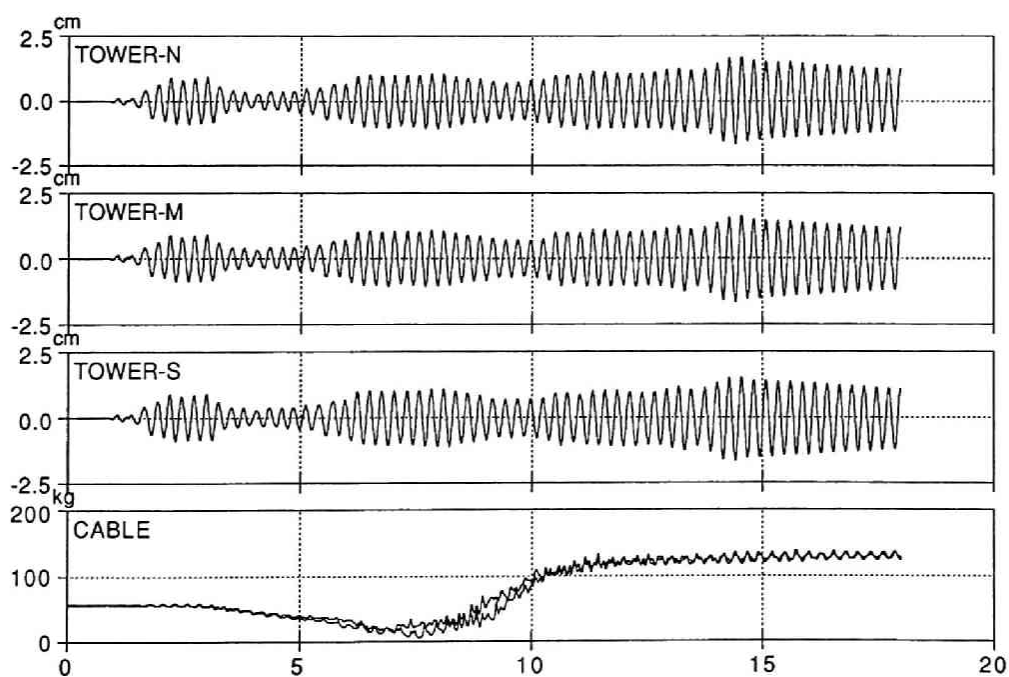
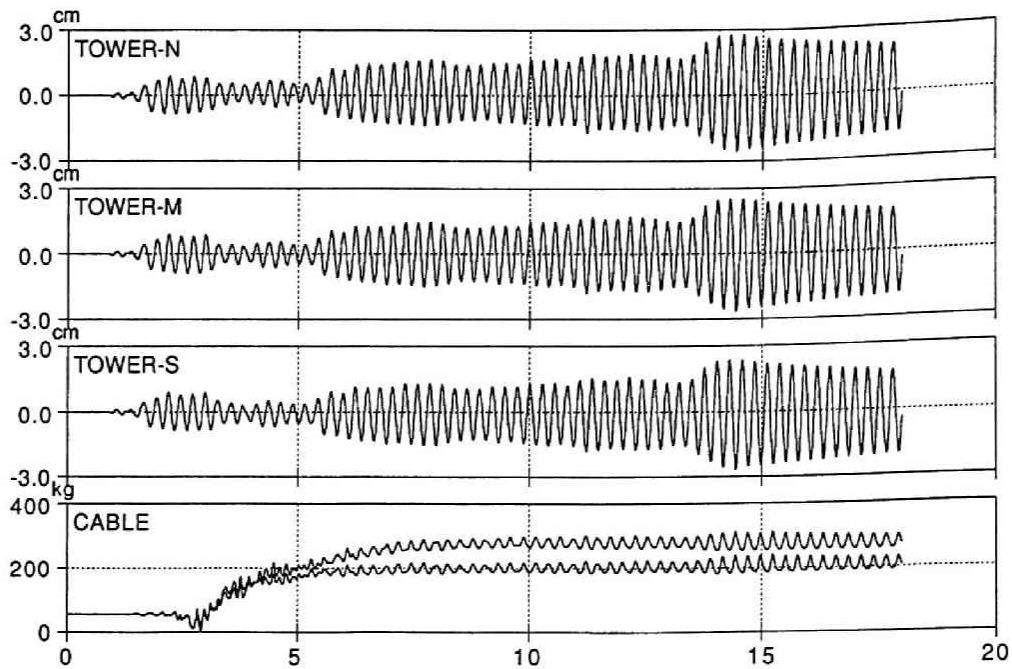


図2.22 動的解析による応答時刻歴 ($f_N = 3.72\text{Hz}$)

前述の同じ鉄塔3基からなる $f_N = 3.788\text{ Hz}$ モデル（図 2.21）の応答と比較すると 8 秒付近から両者の応答の違いが顕著になり、本モデルでは以後の変位応答が次第に

図2.23 動的解析による応答時刻歴 ($f_N = 3.60\text{Hz}$)

増大して最大応答値は約 1.5 倍（14.5 秒付近）の値に達している。架渉線張力の時刻歴を見ると応答に及ぼす架渉線の影響が明瞭に示されている。すなわち、振動初期の段階では張力は静的釣合時と同じまたはそれを下回っているが、応答に違いが見られる 8 ～ 10 秒にかけて張力が急増し、最大値は 138.79g で静的釣合状態の約 2.5 倍となる。

鉄塔 N の固有振動数を変化させた中で最も変位応答の大きかった $f_N = 3.60\text{ Hz}$ モデルの応答時刻歴を図 2.23 に示す。最大変位鉄塔 N で 2.7817cm（14.3 秒）に達している。2 本の架渉線張力の変動も比較的早期に発生しており、3 秒付近から増大し始め 10 秒以後は小さな変動があるもののそれぞれ 200g、300g 付近ではほぼ定常状態に達している。

図 2.24 は応答が最も小さかった $f_N = 3.90\text{ Hz}$ モデルの応答時刻歴である。最大変位は鉄塔 N で 0.9401cm であり、3 基の鉄塔の動特性が同一のモデル ($f_N = 3.788\text{ Hz}$) や独立鉄塔の解析応答値と比較しても応答は小さい。しかし架渉線張力は 5 秒以後約 100 ～ 140g 程度で定常状態に達しており、静的釣合状態の 2 ～ 3 倍の値を示している。これは鉄塔 N の応答が他の 2 基と比較して小さく、架渉線を介して鉄塔 N が他の 2 基の応答を低減する方へ影響を及ぼしたものと考えられる。

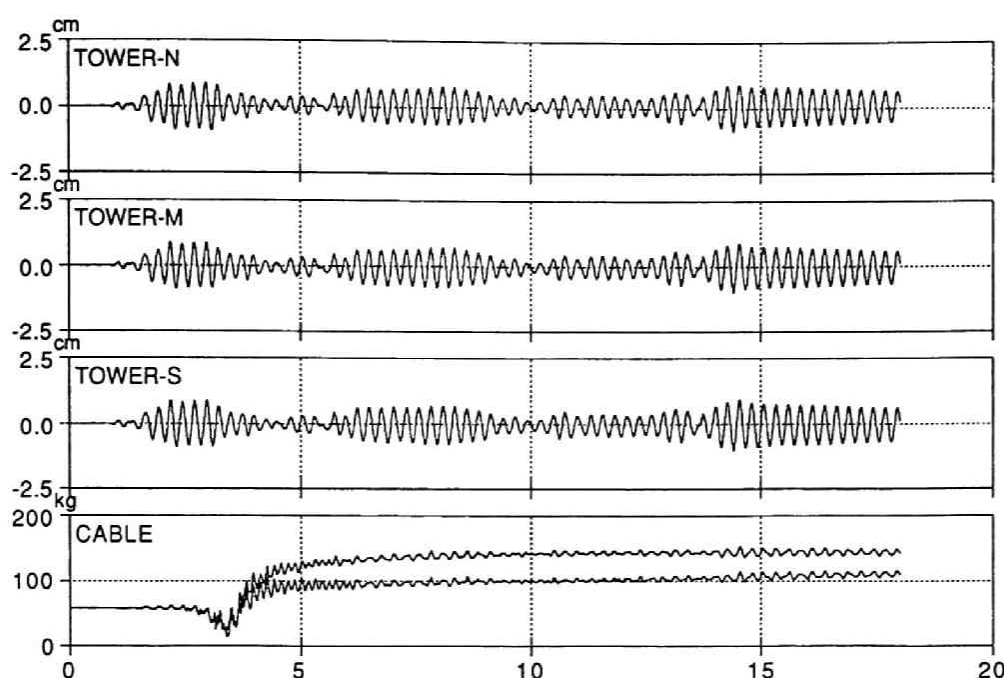


図2.24 動的解析による応答時刻歴 ($f_N = 3.90\text{Hz}$)

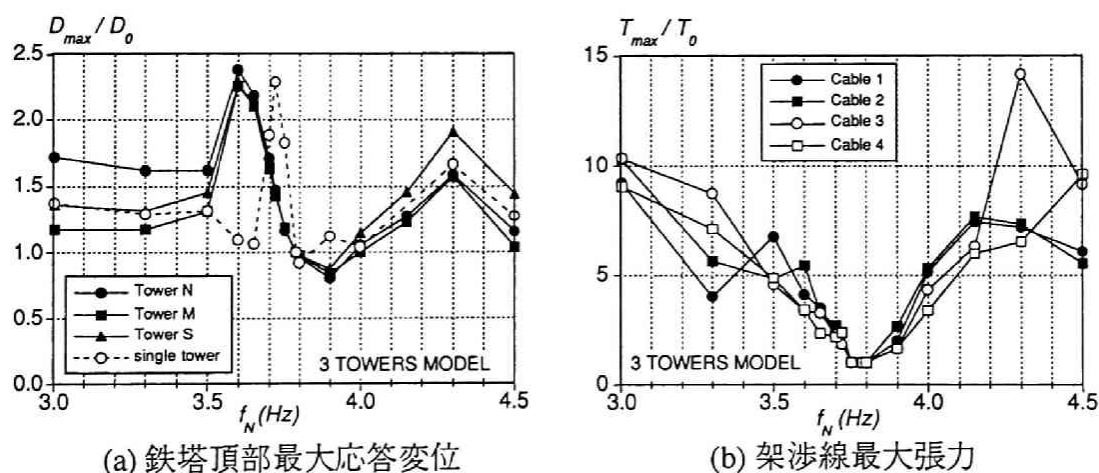


図 2.25 鉄塔 N の固有振動数 f_N による最大応答比較

鉄塔 N の固有振動数 f_N をパラメータとしたときの全解析モデルの応答を図 2.25 に比較して示す。図 (a) の縦軸は各鉄塔の最大応答変位 D_{\max} を 3 基の鉄塔の動特性が同一のモデル ($f_N = 3.788\text{ Hz}$) の最大応答変位 D_0 で除して基準化した値である。同様に図 (b) では 4 本の架渉線それぞれの最大張力 T_{\max} を 3 基の鉄塔の動特性が同一のモデル ($f_N = 3.788\text{ Hz}$) の最大張力 T_0 で除して基準化した値を示す。

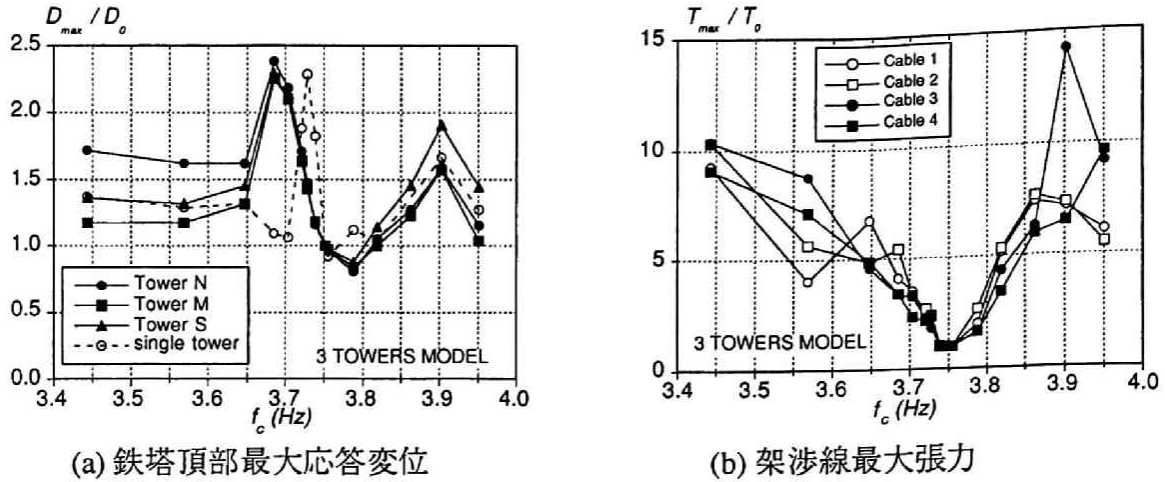
図 2.26 連成系の固有振動数 f_c による最大応答比較

図 (a) の破線と○は、比較のために独立鉄塔の同一加振条件における最大応答変位をプロットしたもので、試験体の鉄塔 N に相当する 3.72 Hz 付近に顕著なピークが見られる。これに対し連成系の応答は、独立鉄塔の応答とよく似ているものの、ピークの位置は 3 基の鉄塔いずれも長周期側の 3.6 Hz 付近にシフトしており、独立系と連成系では明らかに異なる周波数特性を示している。架渉線のない独立鉄塔であれば、鉄塔 M、S は 1.0 に近い値になるが、連成系の場合には 3 基とも最大 2.3 前後の値を示しており、鉄塔 N の影響が架渉線を介して隣接する鉄塔に及ぼされていることが明らかである。

図 (b) の架渉線張力を見ると、3 基の鉄塔の動特性が同一である $f_N = 3.788$ Hz の場合に応答は極小値になり、鉄塔 N と他の 2 基の鉄塔の固有振動数の差が大きくなるに従い架渉線の付加張力が増大する傾向が見られる。これは、隣接する鉄塔の固有振動数が異なるために各鉄塔の応答の位相にずれが生じ、その結果張力の増大を招くものと考えられる。

しかし、(a)、(b) 両図を比較すれば鉄塔の変位応答の大きさは架渉線張力の増大とは直接関係なく、振動中の連成系の動特性による影響が大きいと考えられる。そこで、数値解析により求めた連成系の 1 次固有振動数 f_c をパラメータにとって最大変位および架渉線張力を比較した結果を図 2.26 (a)、(b) に示す。図 (a) に示す通り連成系の応答のピークは $f_c = 3.681$ Hz 付近にあり、やはり独立系よりも長周期側にシフトした動特性を示している。これらの結果から、振動中の鉄塔—架渉線連成系の動特性は独立鉄塔あるいは静的釣合時の連成系のいずれとも異なるものであると考えられ、架渉線の影響も含めた振動中の連成系の動特性により最大応答は決まるものと考えられる。

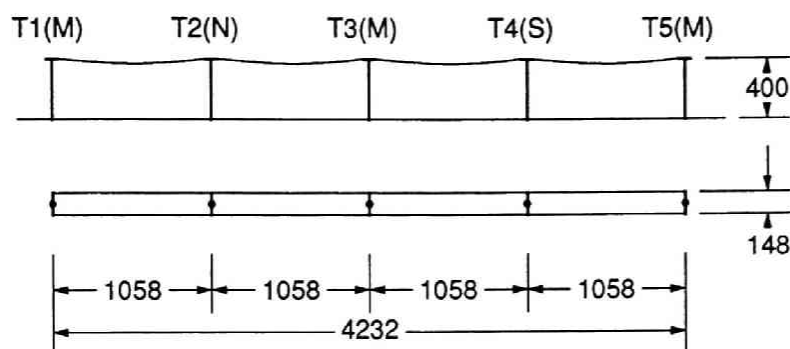


図 2.27 5 鉄塔—架渉線連成系解析モデル

2.3.2.2 5 鉄塔モデルによる振動解析結果

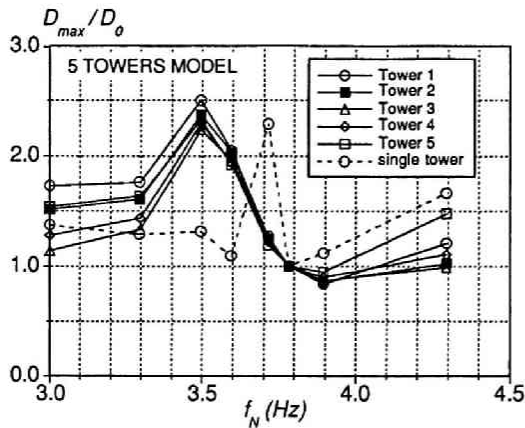
鉄塔—架渉線連成系を対象とした本実験の試験体ならびにその数値解析モデルでは、試験装置の制約により 3 鉄塔 2 スパンからなるモデルを対象としたが、現実の送電鉄塔でははるかに多くの鉄塔が繋がれた連成系が形成されている。試験体の端部鉄塔 N、S のように片方向のみ架渉線を張られた引留鉄塔は線路の両端にのみ存在し、大多数の鉄塔は両側から架渉線が張られる形式となる。引留鉄塔の連成系内における動特性は架渉線の非対象性が原因で中間部の鉄塔と異なることも考えられ、端部鉄塔の動特性が他と異なる先のモデルによる結果から現実の鉄塔の特性を論じることの妥当性には疑問が残る。そこで、先の 3 鉄塔 2 スパンからなるモデルを基に鉄塔数を増し、5 鉄塔 4 スパンとしたモデルについて同様の数値解析を行い、基本動特性の異なる鉄塔が混在する連成系の応答を調べた。

5 鉄塔モデルでは先の N、M、S の 3 基から成る 3 鉄塔モデルの両端に鉄塔 M と同じ鉄塔を 1 基ずつ追加したもので、図 2.27 に示すように端部より順に T1、T2、…、T5 と名称を付けると、T1、T3、T5 が鉄塔 M、T2 が鉄塔 N、T4 が鉄塔 S と同じ動特性を与えられている。スパンは全て 1058mm で一直線上に各鉄塔を配置し、架渉線は各スパンに 2 本ずつ合計 8 本で全て同一の質量・剛性・初期撓みを与えている。

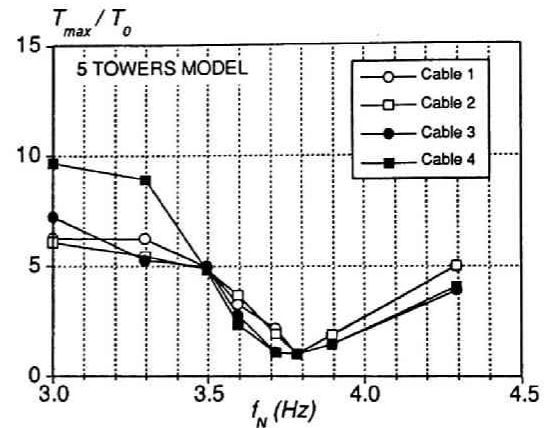
中間部鉄塔 T2 の剛性を変えることにより固有振動数を 3.0 Hz から 4.3 Hz まで変化した 8 モデルを使い、実験から得た地動加速度を入力して数値解析を行った。表 2.12 に解析から得た 5 基の鉄塔の頂部における線路方向の最大応答変位ならびに鉄塔 T2 - T3 間の 2 本の架渉線最大張力を示す。

表 2.12 5 鉄塔 4 スパンモデルを用いた動的解析による最大応答

鉄塔T2(N)単 体の固有振動 数 f_N (Hz)	塔頂部線路方向最大変位 (cm)					架渉線最大張力(g)	
	T1(M)	T2(N)	T3(M)	T4(S)	T5(M)	C1	C2
3.00	2.0476	1.8039	1.3537	1.5212	1.8281	470.01	456.41
3.30	2.0902	1.9127	1.5857	1.7029	1.9383	467.38	408.56
3.50	2.8147	2.8147	2.6523	2.7203	2.7519	370.11	364.83
3.60	2.4242	2.4099	2.3268	2.2978	2.8214	245.96	276.09
3.72	1.5080	1.4872	1.5003	1.4479	1.4137	162.38	144.71
3.788	1.1824	1.1866	1.1864	1.1867	1.1831	74.87	74.84
3.90	0.9965	1.0277	1.0306	1.0701	1.1224	140.84	142.68
4.30	1.4326	1.2181	1.1732	1.3119	1.7521	375.40	374.56



(a) 鉄塔頂部最大応答変位



(b) 架渉線最大張力

図 2.28 鉄塔 T2 (N) の固有振動数 f_N による 5 鉄塔モデルの最大応答比較

図 2.28 は、図 2.25 と同様に、固有振動数を変化させた鉄塔 T2 の固有振動数をパラメータにとって最大応答変位および最大架渉線張力を比較したものである。ただし、各応答値は 5 基の鉄塔が同一固有振動数 ($f_N = 3.788$ Hz) のモデルの最大応答値で除して基準化されている。

図 2.28 (a) の最大応答変位で見ると 5 基の鉄塔の変位応答はよく似た特性を示しており、独立鉄塔の応答のピーク ($f_N = 3.72$ Hz) よりも長周期側にシフトした位置に顕著なピークが見られる。これは先の 3 鉄塔モデルと同じ傾向を示しているが、ピークの位置は 3 鉄塔モデルが $f_N = 3.60$ Hz であったのに対し、本モデルでは $f_N = 3.50$ Hz

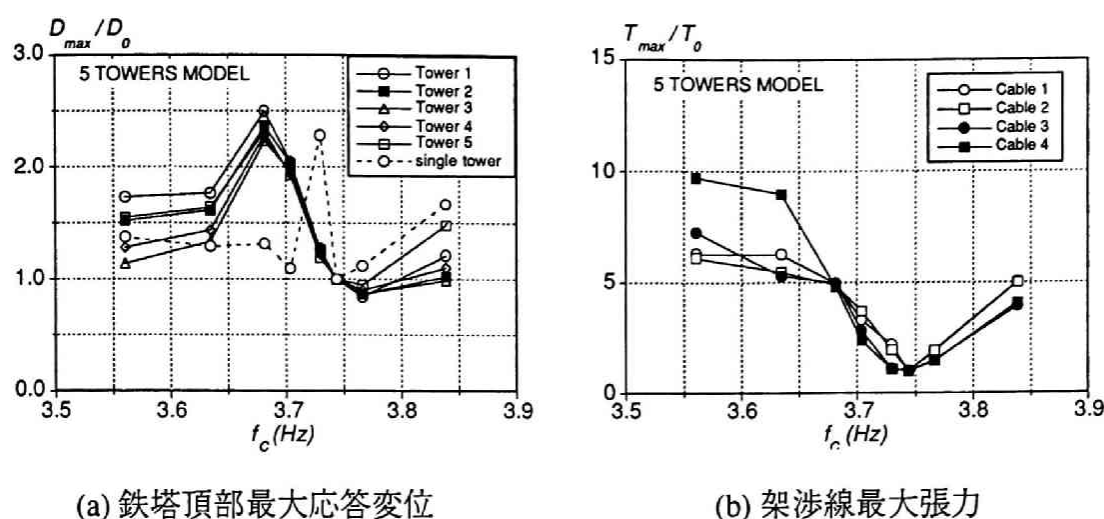


図 2.29 連成系の固有振動数 f_c による 5 鉄塔モデルの最大応答比較

と、さらに長周期側にシフトしている。また、同図 (b) の最大張力を見ると、5 基の鉄塔の動特性が同一である場合に応答は極小値となり、鉄塔 T2 と他の 4 基の鉄塔の固有振動数の差が大きくなるに従い架渉線の付加張力が増大する傾向が見られる。これも先の 3 鉄塔モデルと同様の傾向を示す。

2 種のモデルそれぞれの 2 基の端部鉄塔（引留鉄塔）、すなわち 3 鉄塔モデルの鉄塔 N、S、あるいは 5 鉄塔モデルの鉄塔 T1、T5 に着目して応答を見ると、固有振動数を変化させた鉄塔（3 鉄塔モデルの N、5 鉄塔モデルの T2）に近い側の端部鉄塔は長周期側で他の鉄塔よりも応答が大きくなり、反対側の端部鉄塔は短周期側で他の鉄塔よりも応答が大きくなる傾向が認められる。しかし、いずれも全般的な応答の傾向から逸脱するものではなく、また、中間部の鉄塔の応答については引留鉄塔の存在が特に大きな影響を与えているとは考えられない。

図 2.29 には連成系の 1 次固有振動数 f_c をパラメータに変位ならびに架渉線張力の最大値をプロットした。変位応答のピークは $f_c = 3.685$ Hz の付近にあり、これは 3 鉄塔モデルで $f_c = 3.681$ Hz 付近にピークが見られたのと極めて近い値を示している。従って、連成系の特定の固有モードが応答に大きく寄与していることが予想される。

2.2.4.3 項において、連成系内で振動中の鉄塔に対して、架渉線張力の影響を含めた見掛け上の剛性を実験データから同定すれば、独立鉄塔と比較して応答が増大している場合には剛性が平均で 3 ～ 5% 程度低下していることを示した。仮に見掛け上の剛性が 4% 低下するものとしてこの剛性から独立鉄塔としての固有振動数を計算する

と、一般化質量 $m^* = 5.38 \times 10^4 \text{ kg}$ 、一般化剛性 $k^* = 0.3019 \times 0.96 = 0.288 \text{ kg/cm}$ であるから、固有振動数は 3.682 Hz となり、応答変位のピークに対応する連成系固有振動数とはほぼ一致する。

しかし、連成系の静的釣合状態における固有値解析の結果ではこの固有振動数に一致するか、もしくはこれに近い固有モードは存在しない。従って、静的釣合状態から連成系の最大応答をモード解析などの手法によって予測することは困難であり、本論で用いた動的解析などの手法により振動中の架渉線張力の影響を考慮することが不可欠であると考えられる。

2.3.2.3 架渉線の張力変動

連成系内の鉄塔の固有振動数が異なる場合、図 2.21 ～ 図 2.24 に見る動的解析による架渉線張力の応答は、鉄塔の応答と周期が同一の細かな変動を除けば、静的釣合状態から始まってある時間の変動域を経た後にほぼ定常な状態に達する、という変化を示している。この静的釣合状態から動的な定常状態へ移行する間の挙動は過渡的応答の一種であると考えられるが、鉄塔の固有振動数を変化させた各モデルに固有の応答性状を示していることから、隣接する鉄塔毎の固有振動数の差、すなわち応答の位相差が主な要因であると考えられる。

鉄塔 3 基からなる連成系モデルの中で、基本動特性が同一の鉄塔 M および S の固有振動数を f_{MS} 、端部鉄塔 N の固有振動数を f_N とする。固有振動数の異なる 2 つの振動系が同時に自由振動を始めたとき、両者の位相が同一になるまでの時間 t_0 は、

$$t_0 = \frac{1}{f_{MS} - f_N} = \frac{1}{3.788 - f_N} \quad (2.41)$$

となる。

図 2.30 に、 f_N を変化させた各モデルについて架渉線張力の応答時刻歴を示す。図の太実線で示す範囲は、架渉線張力に変動が見られた時刻を起点に式 (2.41) による t_0 の範囲を表しており、張力応答の変動はほぼ太い実線で囲む範囲で生じていて、その後はほぼ定常とみなせる状態になっているのが分かる。また、3 基の鉄塔の固有振動数が 3.788 Hz で等しいモデルでは $t_0 = \infty$ となり、解析結果からは変動は見られない。

これらの結果から、架渉線張力の過渡的応答は鉄塔間の固有振動数の違いによる位相のずれが原因と考えられる。

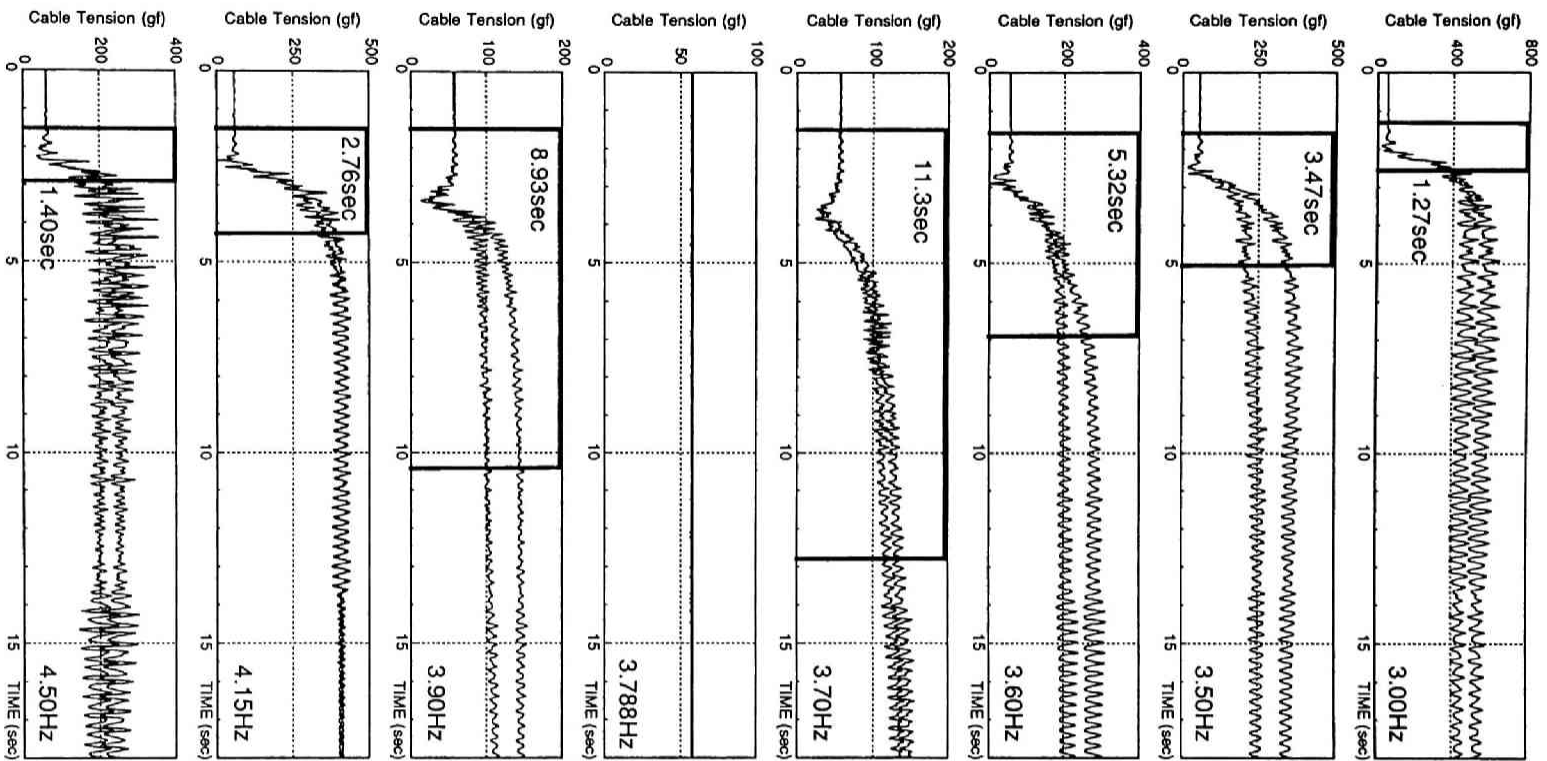


図 2.30 架渉線張力の過渡的応答

2.4 結論

機能上の理由から取り付けられる附属物の影響により特異な動的挙動が予測される塔状構造物の一例として、送電鉄塔に代表されるケーブル構造と塔状構造物からなる連成系構造物を取り上げた。特に架渉線張力の影響が大きいとされる耐張型鉄塔を対象とし、3鉄塔2スパンからなるモデルを使って、地震時を対象に加振実験および動的解析を行って弾性振動時の動特性を調べた。

結論として以下の点を明らかにした。

1. 棒鋼による試験体とダブルワレン型架構の試験体を用いた加振実験結果から塔体部の振動型を比較したが、主に基本モードで振動している限りいずれも1自由度連続体の曲げ振動型モデルによりその動特性を評価できることを明らかにした。

2. 鉄塔—架渉線連成系の動的応答には水平面内で強い方向性が存在し、特に加振方向ならびに応答の方向は、線路方向と線路直交方向で顕著な違いがある。

線路直交方向の応答では架渉線に鉄塔の応答を低減する減衰効果が見られ、応答の大きさは架渉線のない独立鉄塔と同定度またはそれを下回る場合が多い。実験範囲内では最大約40%応答が小さくなった。

逆に、線路方向の応答は架渉線の影響が最も大きく見られ、架渉線のない独立鉄塔と同定度またはこれを大幅に上回る場合がある。実験範囲内では最大約2倍の応答が見られた。

これらの応答の方向性は主な加振方向がいずれの方向であっても同じ特性を示す。

3. 架渉線により繋がれた鉄塔の動特性が同一の場合には、連成系の応答は線路方向でも大幅に変化することはない。独立鉄塔と同じ程度とみなすことができ、架渉線張力は静的釣合状態と変わらない。

しかし、動特性の異なる鉄塔が存在する場合には、架渉線を介した連成効果が見られ、特に線路方向の応答は独立鉄塔と異なる。この場合、架渉線張力は、隣接する鉄塔間の固有振動数が異なる場合に、固有振動数の差が大きいほど付加張力は増大する。また、鉄塔の応答は、各鉄塔の固有振動数の組合せと入力地震波の卓越振動数により、独立鉄塔と比較して増大する場合も減少する場合もある。ある鉄塔の固有振動数が入力地震波の卓越周期に近いことにより応答が大きくなる場合には、単独での応答が小さい隣接鉄塔も、応答の大きい鉄塔と同定度の応答を生じる可能

性がある。従って、連成系内で最も応答の大きい鉄塔の応答に基づいて各鉄塔の地震応答を評価する必要がある。

4. 連成系の動的応答を評価するとき、動特性の異なる鉄塔からなる連成系の場合には、静的釣合状態から求められる固有モードなどの動特性から評価するのは適切ではなく、架渉線の幾何学的非線形性を考慮した動的解析などの方法による必要がある。本論で用いた立体振動解析によれば、鉄塔－架渉線連成系の動的応答を十分な精度で評価することができる。

送電鉄塔は地形の複雑な山間部に建設される場合が多く、個々の鉄塔の高さや重量、あるいは架渉線の取り付け角度は全て異なる場合が多い。このため基本的動特性の異なる構造物が連結された連成振動系を構成することになり、結論 3. で指摘した条件に合う場合が現実には生じる可能性は否定できない。本研究では、均等スパンで一直線上に高低差のない鉄塔が連結され、鉄塔の固有振動数のみが異なる場合を取上げたが、鉄塔が一直線上に並ばない場合や、入力地震波の到達時間が鉄塔間の距離に応じて異なる事など、動的応答に大きな影響を及ぼすと予想される問題点は多々残されており、これらの条件を考慮した応答の評価が必要であると考えられる。

第2章 参考文献

- [1] 日本建築学会編：塔状鋼構造設計指針・同解説、丸善、1970年9月。
- [2] 桑原祥・畠山昭・清水全生：架空配電設備の震害事例調査および配電柱と地盤の変形特性に関する水平繰返し載荷実験、土木学会論文報告集、第427号、pp.193-202、1991年3月。
- [3] 電気学会編：送電用支持物設計標準、電気書院、1970年8月。
- [4] 山口宏樹・伊藤学：単一ケーブルの三次元線形自由振動、土木学会論文報告集、第286号、pp.29-36、1979年6月。
- [5] 山口宏樹・宮田利雄・伊藤学：正弦波外力を受けるケーブルの時間応答解析、土木学会論文報告集、第308号、pp.37-45、1981年4月。
- [6] 真柄栄毅・国田二郎・川股重也：混合法によるケーブルネットの解析、その1不安定架構の性質およびリンク機構の解析、日本建築学会論文報告集、第218号、pp.37-48、1974年4月。
- [7] 真柄栄毅・国田二郎・川股重也：混合法によるケーブルネットの解析、その2幾何学的非線形問題の厳密解、日本建築学会論文報告集、第220号、pp.35-45、1974年6月。
- [8] 小園茂平・前田潤滋・牧野稔：多スパン鉄塔—送電線系の動的応答特性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第353号、pp.48-61、1985年7月。
- [9] 小園茂平・前田潤滋・牧野稔：多スパン鉄塔—送電線系の動特性に関する検討（特に低周波数域における面内挙動）、日本建築学会構造系論文報告集、第386号、pp.78-85、1988年4月。
- [10] Leon Kempner Jr., Richard C. Stroud, Strether Smith, Transmission line dynamic / static structural testing, J. of Structural Engineering, ASCE, Vol.107, No.10, pp.1895-1906, 1981.
- [11] 岩間貴行・広木光雄・小林武・玉松健一郎：地震時における電線・がいし系の振動特性と鉄塔との連成系の振動特性に関する研究、鉄塔、53号、pp.39-61、1982年。
- [12] 玉松健一郎・本多勝・佐藤亘宏：周波数応答関数を用いた鉄塔—架渉線連成系の地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.973-974、1983年9月。
- [13] 小坪清真・高西照彦・烏野清・園田敏矢：超高送電鉄塔の動的試験とその耐震性に関する検討、土木学会論文報告集、第333号、pp.59-69、1983年5月。
- [14] 小坪清真・高西照彦・井嶋克志・園田敏矢：送電線のばね定数の振動数特性、土木学会論文報告集、第344号、pp.225-234、1984年4月。

- [15] 小坪清真・高西照彦・井嶋克志・烏野清：鉄塔の耐震性に及ぼす送電線の影響、土木学会論文報告集、第344号、pp.271-278、1984年4月。
- [16] 小坪清真・高西照彦・井嶋克志・烏野清：鉄塔－送電線系の地震応答解析法、土木学会論文報告集、第368号、pp.337-344、1986年4月。
- [17] 小坪清真・高西照彦・井嶋克志：鉄塔－送電線系の地震応答解析のための簡易計算図表、土木学会論文報告集、第374号、pp.611-614、1986年10月。
- [18] Joseph F. A. Ormsby, Design of numerical filters with applications to missile data processing, Journal of the Association for Computing Machinery, Vol.8, pp.440-466, 1961
- [19] J. Marcial Blondet, Studies on evaluation of shaking table response analysis procedures, Report No. UCB/EERC-81/18, 1981.
- [20] W. Clough, J. Penzien, Dynamics of Structures, McGraw-Hill, 1975.
- [21] 信原泰夫、桜井達美・吉村信敏：有限要素法のプログラム・デザイン、5章 要素特性、1972年5月。
- [22] James Michalos, Charles Birnstiel, Movement of a cable due to change of loading, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.86, ST12, pp.23-38, 1960.
- [23] Donald L. Dean, Static and Dynamic analysis of guy cables, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.87, ST1, pp.1-21, 1961.
- [24] Harry H. West, Louis F. Geschwindner, Joseph E. Suhoski, Natural vibrations of suspension cables, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.101, ST11, pp.2277-2291, 1975.
- [25] John H. Argyris, Dieter W. Scharpf, Large deflection analysis of prestressed networks, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.98, ST3, pp.633-654, 1973.
- [26] Sharad H. Mote, Kuang-Han Chu, Cable trusses subjected to earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.104, ST4, pp.667-680, 1978.
- [27] Frank Baron, Mahadeva S. Venkatesan, Nonlinear analysis of cable and truss structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.97, ST2, pp.679-710, 1971.
- [28] John W. Leonard, Wilfred W. Recker, Nonlinear dynamics of cables with low initial tension, Journal. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.98, EM2, pp.293-309, 1972.
- [29] John W. Leonard, Nonlinear dynamics of curved cable elements, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.99, EM3, pp.616-621, 1973.
- [30] John W. Leonard, Incremental response of 3-D cable networks, Journal. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.99, No.EM3, pp.621-629, 1973.
- [31] Nicholas F. Morris, Dynamic analysis of cable-stiffened structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.100, ST10, pp.2091-2108, 1974.
- [32] Nicholas F. Morris, Dynamic response of cable networks, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.100, ST5, pp.969-981, 1974.
- [33] Nathan M. Newmark, A Method of computation for structural dynamics, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.85, EM3, pp.67-94, 1959.

第3章

高速繰返し荷重下における接合部の復元力特性

3.1 序論

鋼構造物は地震や風などによる大きな荷重を受けたときにも、鋼素材の持つ高い塑性変形能力を生かすことにより、合理的に安全性を確保できるよう設計されるが、そのための鋼素材や骨組の力学的特性は静的な載荷過程における挙動を基に評価されている。しかしながら、これらの荷重条件下では構造物は動的挙動を示し、載荷過程におけるひずみ速度効果により鋼素材の力学的性質が変化することが予想される。地震時に鋼構造架構が受けるひずみ速度レベルを解析的に調べた研究 [1] によれば、表 3.1 に示す値が得られており、低層の純ラーメン構造もしくはブレース付きラーメン構造などの比較的速度の影響が大きいと考えられる一般的な架構では、柱・はりなどの曲げ部材で $10^0 \sim 10^1$ %/sec、ブレース部材で $10^1 \sim 10^2$ %/sec のオーダーのひずみ速度を受けると考えられ、架構の固有振動数が比較的大きい塔状鋼構造物の場合、低層のブレース付き架構と同レベル以上のひずみ速度効果が予想される。

P. Soroushian [2] は既往の軟鋼素材や鉄筋の単調引張実験による実験報告からデータを収集し、降伏点 179.4 ～ 683.3 MPa の軟鋼がひずみ速度 $10^{-4} \sim 10^1 \text{ sec}^{-1}$ で単調引張を受けた場合のひずみ速度効果についてまとめている。その中で、弾性係数はひずみ速度の影響を受けないこと、上降伏点・下降伏点・引張強度の順にひずみ速度の増加に伴う顕著な上昇が見られ、それは降伏点の低い鋼材ほど顕著であること、などを指摘している。同様の単調載荷実験により鋼素材の力学的挙動に及ぼすひずみ速度の影響を調べた若林・中村ら[3]、青木・加藤ら[4]、梶本ら[5]、藤本ら[1]、桑

表 3.1 地震時に鋼構造架構が受けるひずみ速度

架構規模		7層	4層	3層
		純ラーメン	1方向ブレース ラーメン構造	2方向ブレース ラーメン構造
層間相対速度の最大値 (cm/sec)		25	40	60
部材 曲げ	ひずみ速度の最大値 (%/sec)	4	6	10
ブレース 部材	軸方向ひずみ速度の最大値 (ボルト近傍のみ塑性化した場合、 %/sec)		200	300
	軸方向ひずみ速度の最大値 (部材全長塑性化した場合、 %/sec)		10	15
	伸び速度の最大値 (mm/sec)		300	450

村ら[6]など数多くの研究でもほぼ同様の結果が報告されている。

しかし、地震などの構造物に作用する動的な外乱に対しては繰返し荷重下での履歴挙動を把握することも重要である。K. C. Chang [7] らは軟鋼の繰返し載荷実験を行ない履歴特性に及ぼすひずみ速度ならびにひずみ速度履歴の影響を調べている。ひずみ速度が $10^{-6} \sim 10^{-1} \text{ sec}^{-1}$ の範囲で、単調引張載荷と繰返し載荷（ひずみ振幅約 2%）した結果を比較し、繰返し載荷下においてひずみ速度を急変するとひずみ速度に固有の応力-ひずみ曲線を描くが、ひずみ速度効果は単調引張時ほど顕著ではないこと、また、ひずみ速度の履歴はヒステリシスループの形状に明瞭な影響を及ぼさないこと、などを指摘している。

渡辺[8]は、軟鋼素材を使って一定の荷重振幅で正弦状両振り載荷実験を行ない動的弾塑性挙動を調べている。荷重振幅を一定にし $0.4 \sim 11.8 \text{ Hz}$ の範囲の振動周波数をパラメータにした実験で得た応力-ひずみ関係から、弾塑性域にわたる初期の数十回の繰返しで大幅に軟化した後に定常状態に達し、振動周波数の増加につれて、ひずみ振幅あるいは 1 サイクルあたりのエネルギー消費量が減少することが報告されている。

若林・中村ら[9]は、軟鋼素材（SS400）に 5×10^{-5} 、 5×10^{-3} 、 $5 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$ のひずみ速度で両振り繰返し載荷実験した結果から応力-ひずみ関係を比較し、弾性域及びひずみ硬化域での勾配はひずみ速度に関わらず一定であり、降伏応力にひずみ速度効果が見られる、としている。

このように繰返し荷重下における履歴挙動に対するひずみ速度効果については、

研究数が少ないが、単調引張荷重下ほど顕著ではない、とする結果が多い。

また、鋼構造部材あるいは骨組を対象として地震時に予想される程度の載荷速度が復元力特性に及ぼす影響を調べた動的載荷実験も行なわれている。

R. D. Hanson [10]、A. M. Almuti [11] は、それぞれ 1 層 1 スパンの柱崩壊型およびはり崩壊型の鋼架構模型を用いた静的及び動的繰返し載荷実験を行ない、復元力特性の相違について調べている。柱崩壊型架構による実験では、載荷周波数 3 Hz、降伏変位の 2 倍の変位振幅で得た動的履歴曲線は静的載荷による履歴曲線とほぼ一致するとしており、また、はり崩壊型架構による実験では載荷周波数が 1/300 Hz と 3/4 Hz の場合を比較して、問題となる差異は認められない、としている。

加藤・高梨 [12] らは、SS400 鋼 H 形鋼梁および RC スラブのついた合成梁について高速の単調・繰返し載荷実験を行なった結果、鋼はりが塑性域で $2 \times 10^{-1} \text{ sec}^{-1}$ 程度のひずみ速度を受けると、単調載荷で 16%、繰返し載荷で 11% の曲げモーメント上昇が見られたことを報告している。

中島 [13] は、H 形鋼片持ち柱部材に、載荷速度を変えて、定変位振幅・定速度で両振り繰返し曲げ載荷した実験を行なった結果、弾性域ではひずみ速度の影響による復元力の上昇は高々 5% であるが、降伏変位の 2～3 倍の変位を加えた塑性域では、 1 sec^{-1} 程度のひずみ速度で最大 10% の復元力上昇が見られた、と報告している。

最相ら [14] は、H 形鋼ならびに鋼管の片持ち柱部材に正弦波状の変位制御による繰返し両振り載荷実験を行ない、動的載荷（約 0.5 Hz）と静的載荷の結果を比較すると、弾性域、塑性域いずれも復元力の上昇が見られ、復元力で最大約 20%、履歴吸収エネルギーで 7～18% の上昇率である、としている。

若林ら [15] は、3 層 1 スパンのはり降伏型及び柱降伏型の鋼架構を振動台で実地震波加振した実験から、動的載荷時には静的載荷時に比較して 15% 程度の復元力上昇が見られ、これは降伏耐力の上昇に起因するとしている。

また、金夢・甲津ら [16] は、はり降伏型鋼架構の振動台による加振実験で、3.3 ～ 3.8 Hz の正弦波外乱を与えた場合に、はり端部の曲げモーメントー縁ひずみ関係から得た骨格曲線は、静的載荷時と比較して、大幅な上昇を示し、ひずみ速度の影響が無視できないことを指摘している。

これらの報告によれば、地震時に予想される $10^{-2} \sim 10^0 \text{ sec}^{-1}$ 程度までのひずみ速度の影響により、静的載荷下における挙動と比較して、変化がないかあるいは 10% 程度以上の復元力上昇が見られる場合が多く、架構のエネルギー消散能力が低下することはないと考えられる。このことから、鋼素材の力学的性質に見られるひずみ速度効果は無視し、静的実験から得た部材の力学的特性を構造物の設計に適用しても

安全性を評価できる、と判断することもできよう。

一方、架構の力学的挙動を把握する上で、最大応力が発生する可能性の高い接合部の挙動を把握することも重要な問題である。鋼構造物に用いられる接合形式としては溶接またはファスナーによるものが一般的であるが、これらの挙動を素材の力学的性質から推測するのは困難であり接合部を対象とした研究も行なわれている。

接合部を対象とした研究として、金夢・甲津ら [17~19] は突合せ溶接接合部、高力ボルト摩擦接合部、及びめっき処理された接合部を対象に高速載荷実験を行ない、応力伝達機構の異なる各種接合部の単調引張下における載荷速度の影響を示すと共に、応力-ひずみ関係をバイリニア型に置換して応力度速度との関係の定式化を試みている。

青木・加藤ら [3]、桑村ら [6] は切り欠きを有する変断面材を対象とした実験から、応力集中の大きい材では局部的にひずみ速度が大きくなると予想されるが、ひずみ速度の影響はほとんど受けない、としている。

藤本ら [5] は、地震力を受ける筋かい付剛接架構において筋かい部材の軸方向引張速度は最大 $40 \text{ cm} \cdot \text{sec}^{-1}$ 程度になるとし、山形鋼筋かい部材のボルト接合部を対象とした高速引張実験を行なった結果、高速引張下においては鋼素材の降伏比が低下することによりボルト接合部における塑性変形能力が低下し接合部で早期破断すること、保有耐力接合の条件を満足しない場合が予想されることを指摘している。

これらの研究から明らかなように、接合部が高速で荷重を受けた場合の力学的挙動は鋼素材に見られるひずみ速度効果とは異なった性状を示し、静力学的特性を基にした安全性評価では危険となる可能性も指摘されているが、研究数は少なく接合部の繰返し履歴特性に対する載荷速度の影響についてはほとんど研究されていない。

沼田 [21, 22] は高力ボルト摩擦接合部を対象に荷重制御による正弦状両振り載荷実験を行い、滑り荷重を上回る動的繰返し荷重下でのボルト軸力低下特性、摩擦係数変動特性を調べている。0.004 ~ 5 Hz の荷重周波数をパラメータとした実験から、荷重周波数を増加させるほど、繰返しに伴うボルト軸力低下量は小さいが、赤さびを発生させた摩擦面の摩擦係数の低下が著しくなるとしている。しかし、荷重波形が正弦波でひずみ速度は一様ではなく、速度との関係を定量的に把握するには至っていない。

このような観点から、本研究では塔状鋼構造の接合部として一般的な突合せ溶接、高力ボルト摩擦接合および中ボルト接合による接合部を対象に、一定の変位振幅・変位速度でひずみ速度をパラメータとした動的繰返し載荷実験を行い、接合部の履歴特性に及ぼす載荷速度の影響について調べた。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体

載荷実験に供した試験体は突合せ溶接接合と高力ボルト摩擦接合による接合部試験体、ならびに比較のための鋼板の鋼素材の 3 種類である。試験体に使用した鋼材は全て JIS による SS400 規格の構造用鋼材である。母材・溶接接合部試験体は板厚 6 mm、高力ボルト接合部試験体は母材板厚 4.5 mm、スプライスプレート板厚 2.3 mm で、それぞれの化学成分と機械的性質を表 3.2 に示す。以下、各試験体について説明する。

表 3.2 試験体鋼材の化学成分と機械的性質

板厚 (mm)	化学成分					機械的性質		
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	破断伸び (%)
6	0.17	0.02	0.63	0.018	0.014	3.532	4.678	34.18
4.5	0.16	0.02	0.68	0.018	0.006	3.10	4.80	37.0
2.3	0.11	0.02	0.42	0.013	0.002	3.10	4.60	33.0

(1) 鋼素材試験体

他の接合部試験体の実験結果と比較を行なう上での基準となるものである。図 3.1 にその寸法・形状を示すが、JIS 規格による標準試験片を基に、両端のつかみ部を載荷装置に合せた形状としたもので、鋼板の圧延方向に材軸方向をとっている。板厚 6 mm、平行部は幅 50 mm で、平行部長さは、載荷装置の能力内で数十 % /sec 程度のひずみ速度を得るために 100 mm としている。

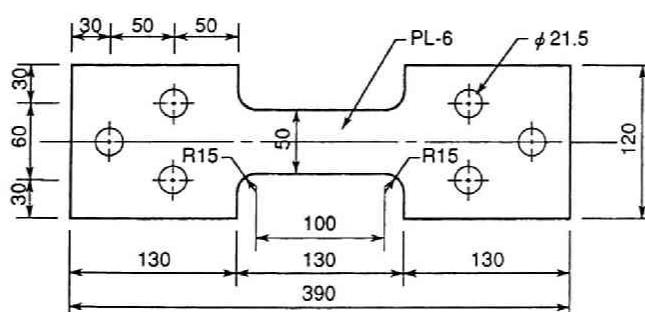


図 3.1 鋼素材試験体 (単位: mm)

(2) 突合せ溶接接合部試験体

突合せ溶接接合部の試験体は、鋼素材試験体の平行部中央を切断した後、ルートギャップ 2 mm の I 型開先に裏当金付で突合せ溶接して製作した。溶接方法は CO₂ ガス半自動アーク溶接で、溶接ワイヤは AS-1、電流 170 A、電圧 25 V、下向きの条件で行なった。試験体の寸法・形状は図 3.2 に示すように素材試験体と同じである。繰返し載荷時の座屈防止治具との接触を円滑にするため、溶接後に裏当金ならびに溶接余盛を除去して表面を平滑にした。

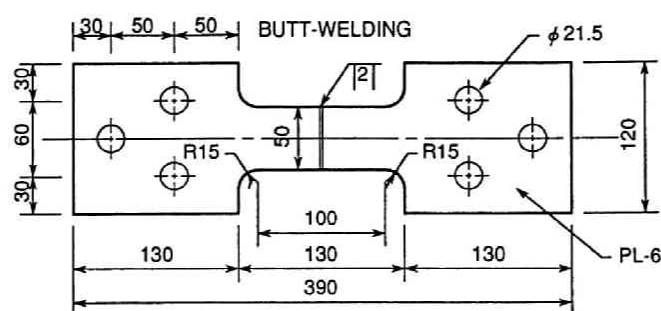


図 3.2 突合せ溶接接合部試験体 (単位: mm)

(3) 高力ボルト摩擦接合部試験体

図 3.3 に示すように母材板厚 4.5 mm、スプライスプレート板厚 2.3 mm の鋼板をそれぞれ使用した。母材は日本建築学会「鋼構造設計規準」に規定される、最小ピッチ、最小縁端距離ならびに応力方向の縁端距離の最小値を満足し、F10T、M16 の高力ボルト 2 本により 2 面せん断型の高力ボルト摩擦接合されている。使用した高力ボルト等の機械的性質を表 3.3 に示す。摩擦面はディスクサンダーにより黒皮を除去した後赤さびを発生させ、ボルト締付け前に浮きさびを除去した。ボルトの締付けはトルク法による管理を行ない、載荷直前に 28.0 kgf・m のトルクで締結した。

試験体の接合部設計耐力等は高力ボルト接合設計施工指針 [23] ならびに鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説 [24] によると、表 3.2 の値を用いて以下の通りに計算される。

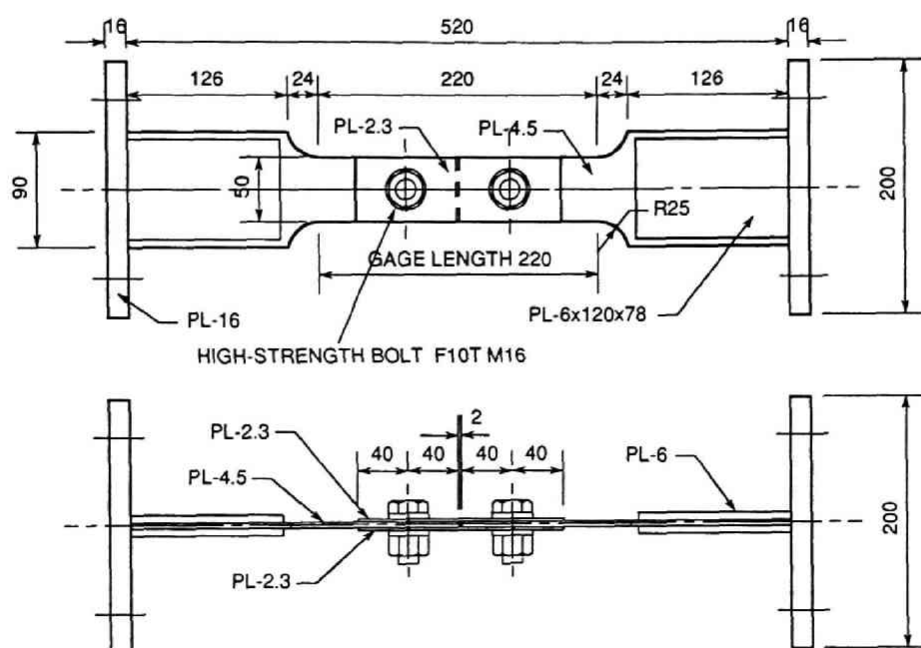


図 3.3 高力ボルト摩擦接合部試験体 (単位: mm)

表 3.3 試験体高力ボルトの機械的性質

ボルト							ナット		座金	トルク係数値	
	耐力 (kgf/mm ²)	引張強度 (kgf/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	引張荷重 (tonf)	硬さ (HRC)	硬さ (HRC)	保証荷重 (tonf)	硬さ (HRC)	平均値	標準偏差
規格	≥90	100~120	≥14	≥40	≥15.7	27~38	16~35	15.7	35~45	0.150~0.190	≤0.013
成績	106	111	18	68	17.0	34	28	合格	40	0.159	0.0045

・ 高力ボルト

- すべり耐力 6.35 tonf (高力ボルト接合設計施工指針)
 7.24 tonf (鋼構造限界状態設計規準 (案) ・ 同解説)
 最大耐力 21.72 tonf (鋼構造限界状態設計規準 (案) ・ 同解説)

・ 板要素接合部分 (鋼構造限界状態設計規準 (案) ・ 同解説)

- 降伏耐力 4.604 tonf (母材有効断面)
 4.706 tonf (スプライスプレート有効断面)
 最大耐力 5.290 tonf (スプライスプレート端あき部破断)

従って、接合部の降伏耐力は摩擦接合すべり荷重以下での母材およびスプライスプレートの降伏により決まり、最大耐力はスプライスプレートの破断により決まる。

(4) めっき中ボルト接合部試験体

試験体の形状・寸法ならびに母材の鋼種は図 3.3 に示す高力ボルト摩擦接合部試験体と同様である。ボルトには SS400 相当の M16 中ボルトを用いた。母材、スプライスプレートおよび中ボルトには全て表 3.4 に示す条件で溶融亜鉛めっきが施されている。中ボルトの締め付けトルクは $6.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$ とした。

ボルトのせん断耐力は 12.80 tonf あり、接合部の降伏耐力は母材の有効断面における降伏により決まり、また最大耐力はスプライスプレートの破断により決まる。

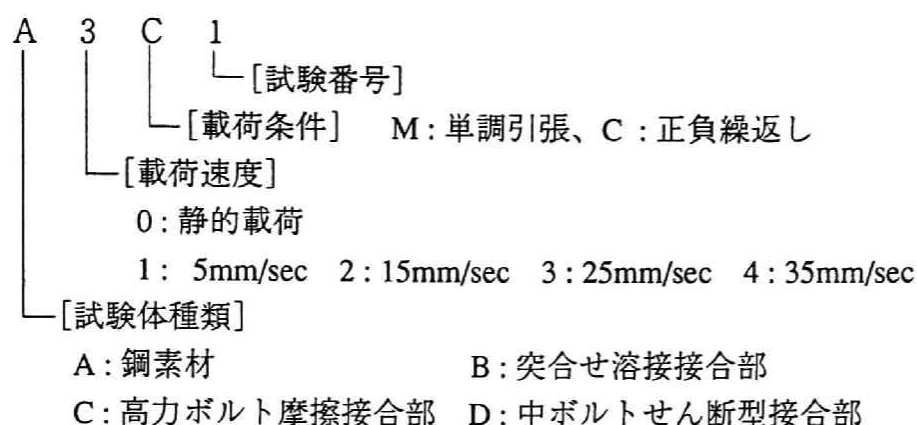
表 3.4 中ボルト接合部試験体の溶融亜鉛めっき処理条件

手順	名称	条件
前処理	脱脂 水洗 酸洗 水洗 フラックス処理 乾燥	オルソケイ酸ソーダ+カ性ソーダ 80°C 60分 塩酸 20°C 60分 塩化亜鉛+塩化アンモニウム 50°C 2分
めっき条件	部材温度 亜鉛浴温度 浸漬速度 浸漬角度 浸漬時間	室温 456°C $5500 \pm 50 \text{ mm/分}$ $15 \pm 0.5^{\circ}$ 2分
温水処理	部材の初温 温水温度 浸漬速度 浸漬角度	亜鉛浴温 $-\alpha$ 62°C $11000 \pm 100 \text{ mm/分}$ $15 \pm 0.5^{\circ}$

以上 4 種の試験体には以下の要領で 4 文字の記号を付して区別する。

先頭 1 文字は試験体種類を示し、A が母材試験体、B が溶接接合部試験体、C が高力ボルト接合部試験体、D がめっき中ボルト接合部試験体である。2 文字目は载荷速度を示し、後述の载荷装置のジャッキ速度による 4 段階の設定速度を速度が小さい順に 1 ~ 4 の数字で、静的载荷は 0 で示す。3 文字目は载荷条件を示し、M が単調引張载荷、C が繰返し载荷をそれぞれ示す。同一試験体・载荷条件でそれぞれ 2 体の実験を行い、試験体を識別する番号を 4 文字目に付す。

試験体記号例



3.2.2 実験装置

図3.4に高速载荷実験に用いた装置の全体と試験体の取付状況を示す。载荷にはサーボ型油圧ジャッキ（押引最大荷重 15 tonf、ストローク 120 mm）を用いた。ジャッキの移動速度を 5 ～ 35 mm/sec の範囲で制御するサーボ機構により一定速度で载荷できるもので、本実験では 5、15、25、35 mm/sec の 4 段階に载荷速度を設定した。

繰返し载荷実験では、ピストンに取り付けたナットにより繰返し载荷時の変位振幅を設定し、载荷方向反転点に達すれば機械的にジャッキの移動を止め、約1秒間の静止後、逆方向に载荷する機構となっている。载荷前の位置を原点にとり、設定変位振幅を母材ならびに溶接接合部試験体は 4 mm、高力ボルト接合部試験体は 6 mm として、それぞれ5サイクルの繰返し载荷を行った。

試験体は高力ボルトにより载荷治具に取付けられ、一端は荷重計を介して油圧ジャッキに接続し、もう一端は反力壁に固定される。荷重計と油圧ジャッキの間には速度調整治具を取付け、ジャッキ移動開始と载荷開始に時間差を設けてジャッキが一定の設定速度に達した後に試験体に载荷するよう工夫した。また、繰返し载荷時には圧縮力により試験体が座屈するのを防ぐため、図 3.5 に示すように、試験体の横方向変形を拘束する治具を取付けた。試験体平行部および試験体両端のつかみ部を両側からプレートではさんで面外の移動・変形を拘束し、図中の▲で示す位置でこれらのプレートの面外移動を止めるようにした。

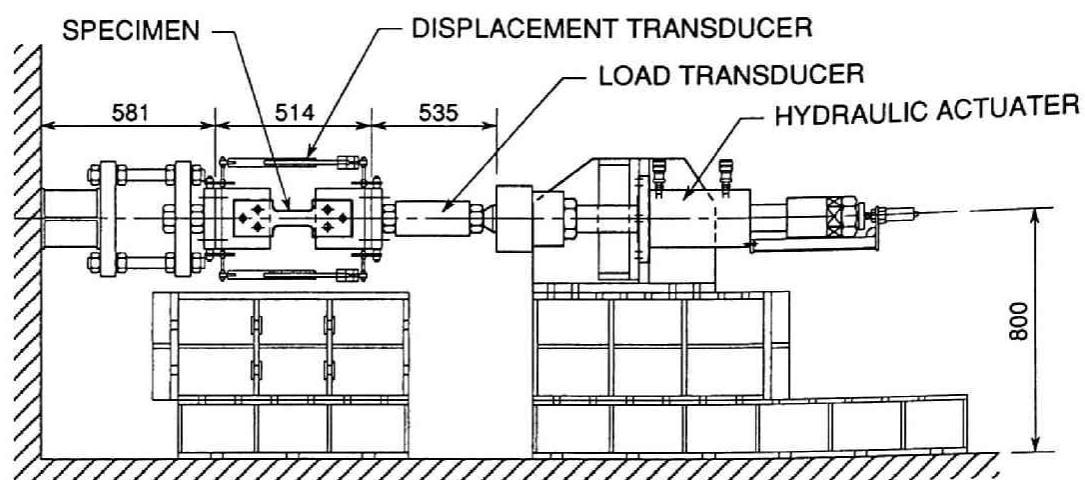


図 3.4 載荷装置セットアップ図 (単位:mm)

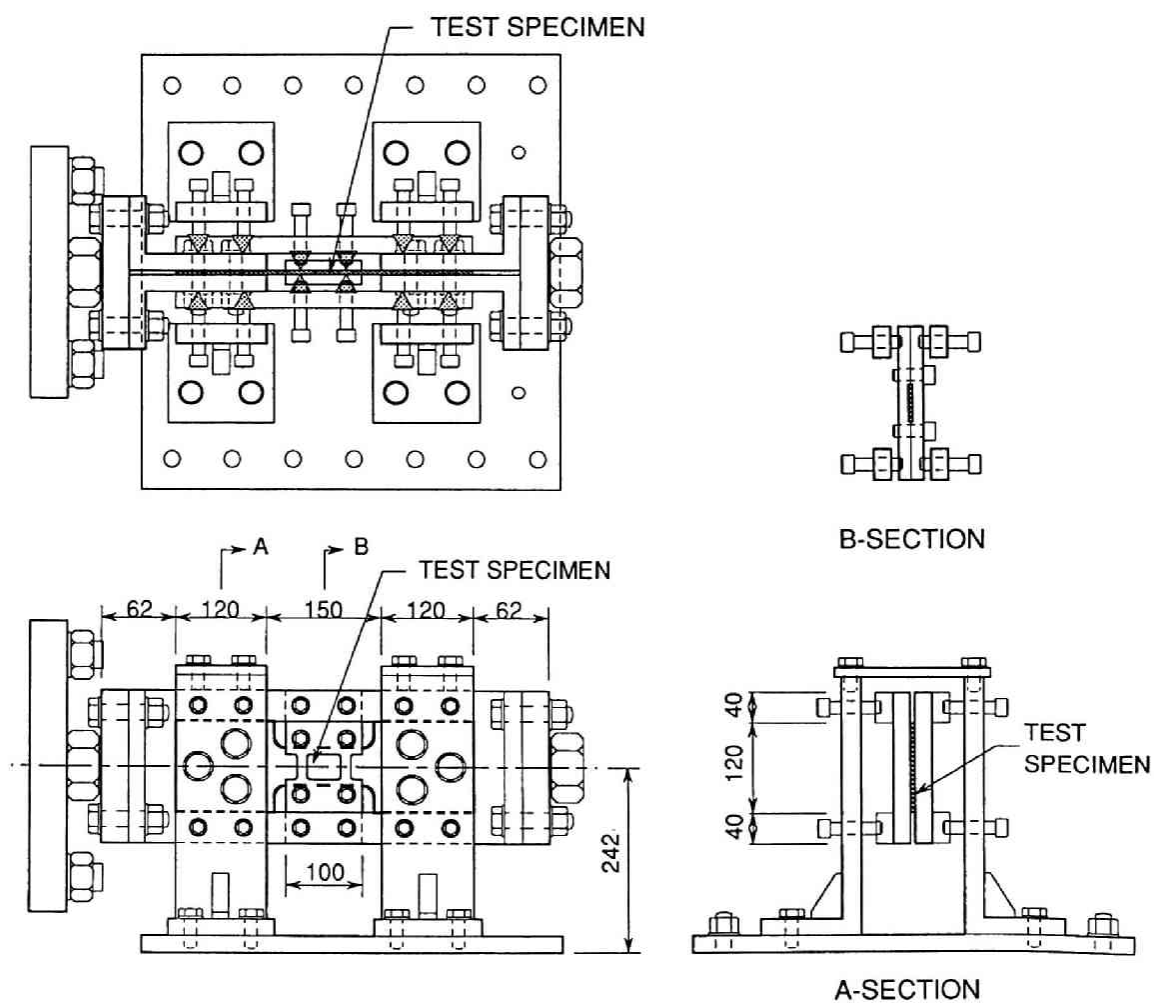


図 3.5 試験体座屈防止治具 (単位:mm)

3.2.3 測定方法

載荷実験における測定項目は載荷荷重ならびに試験体の軸方向伸縮である。荷重は速度調整治具と試験体つかみ部の間に装着した荷重計により測定し、試験体の伸縮は試験体つかみ部に取付けた高周波差動トランス型変位計により測定した。母材および溶接接合部試験体については、ゲージ長さ 5 mm の抵抗線式塑性ゲージを試験体中央部の裏表に計 2 枚貼付して材軸方向の伸びひずみを測定した。

荷重計、変位計、ひずみゲージの出力は載荷と同時に動ひずみ計を介して A/D 変換機に取り込み、載荷速度に応じて 200 ～ 1000 Hz のサンプリング周波数でデジタル化して計測用コンピュータに収録した。以下の実験結果では、さらに測定後にデジタルフィルタにより高周波ノイズを除去したデータを示す。

3.2.4 載荷速度の評価方法

本実験では高速載荷時の載荷速度をパラメータとして各試験体の力学的性質の変化を調べるため、油圧ジャッキのピストン移動速度が一定となるように制御して実験を行なった。実験から得たデータを基に、本研究で採用した載荷速度の評価方法について説明する。図 3.6 は母材試験体の単調引張試験による各測定値の時刻歴の一例（Spec.A3M2）である。横軸に載荷開始からの経過時間（sec）を、縦軸には荷重、軸方向伸び、および試験体中央部のひずみ（2 枚のひずみゲージ測定値の平均値）をそれぞれ示し、各線の勾配が速度に対応する。

荷重時刻歴から判断すると載荷開始から約 2 秒後に降伏点に達しているが、変位計による伸び変形時刻歴を見ると降伏点の前後で勾配が急変しており、弾性域と塑性域でそれぞれ固有の一定載荷速度となっていることが分かる。また、ひずみゲージの記録は降伏点到達より約 0.1 秒遅れた時点で勾配の急変が観察される。伸び変形が試験体全体の伸び変形の総量を示すのに対してひずみ値は試験体中央局所の変形量を示すから、この時間差は、降伏棚で試験体が全長にわたり一様な伸び変形をせず、塑性流れを生じている領域が時間の経過に伴い試験体軸方向に移動してゲージ貼付位置に到達するまでに要した時間を示すと考えられる。ひずみ硬化開始点に達する前にひずみ時刻歴の勾配は再び緩くなっており、これはゲージ貼付位置における塑性流れが終了したことを示しているものと考えられる。

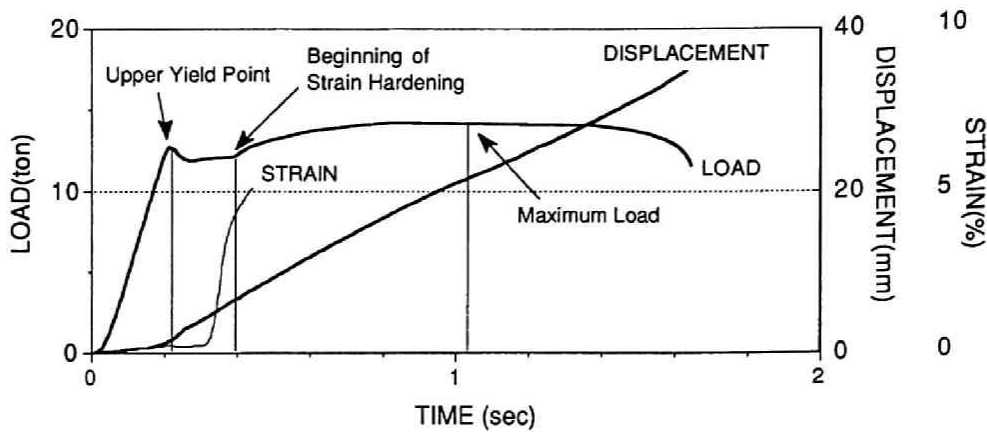
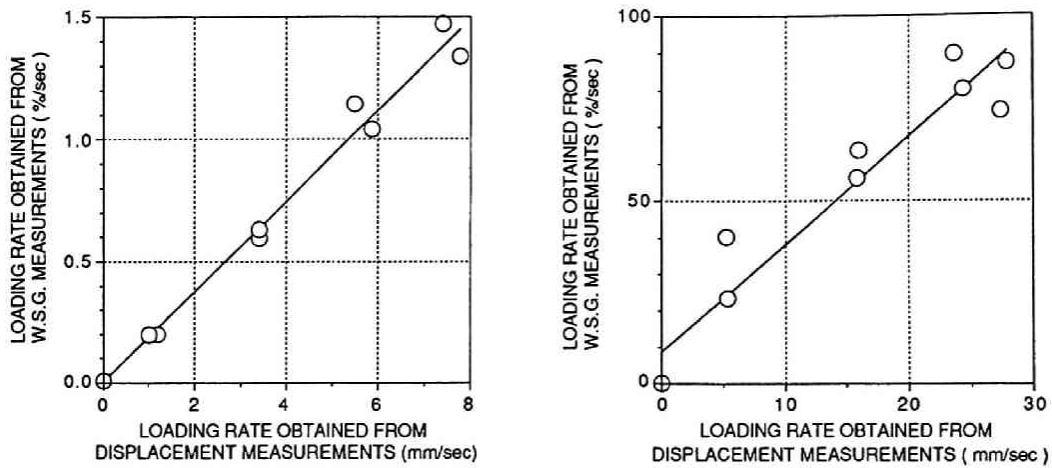


図 3.6 単調引張载荷（鋼素材）による測定値の時刻歴例（Spec.A3M2）



(a) 弾性域（载荷開始→降伏点）

(b) 塑性域（降伏点→最大荷重）

図 3.7 変位計とひずみゲージによるひずみ速度の比較

母材試験体実験における変位計とひずみゲージの時刻歴からそれぞれの勾配を最小2乗近似により求めた結果を、弾性域（载荷開始点から降伏点まで）を図3.7(a)に、塑性域（降伏点から最大荷重点まで）を図3.7(b)にそれぞれ示す。塑性域でややばらつきが見られるが、2つの測定量から得た速度には弾塑性域にわたってほぼ線形な比例関係が認められ、いずれの測定値を用いても载荷速度の評価は可能であると考えられる。また、図3.8に変位計測定値より求めた弾性域と塑性域における载荷速度の対応を示すが、両者には線形関係が成立すると考えられる。

これらの実験結果を踏まえ、本研究では各種接合部の非線形領域における巨視的な挙動を見る必要性から、塑性域（降伏点から最大荷重点）における変位計による試験体全体の変形量から速度を評価することにする。

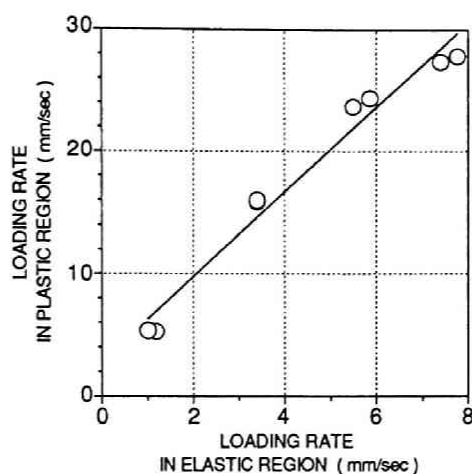


図 3.8 変位計測定値による弾性・塑性域でのひずみ速度比較

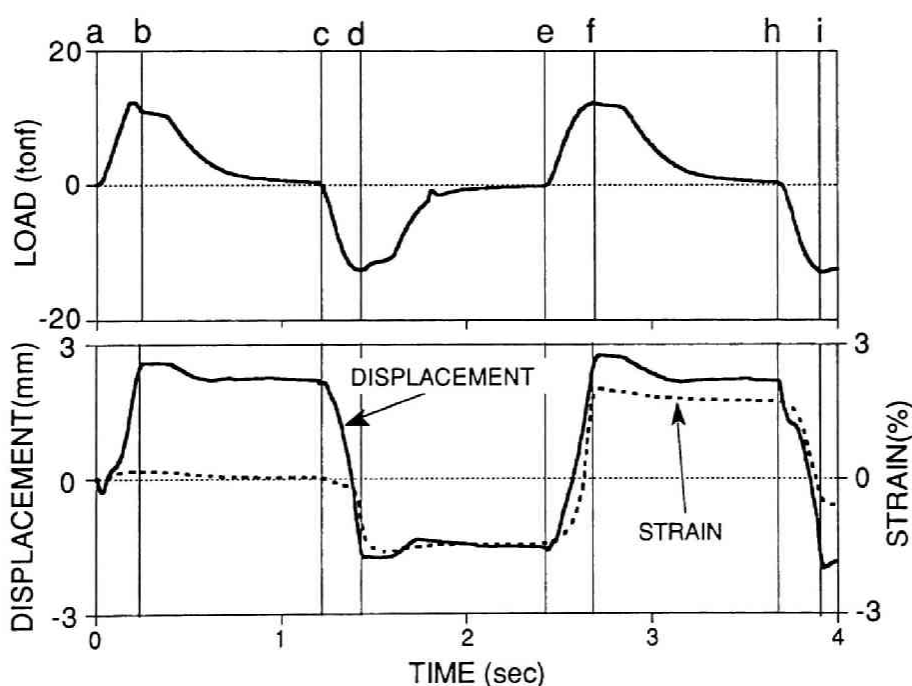


図 3.9 繰返し載荷実験（鋼素材）による測定値の時刻歴例（Spec.A4C2）

鋼素材・溶接接合部試験体については平行部長さ（100 mm）で除してひずみ度に換算した値を用いてひずみ速度（%/sec）を求め、ボルト接合部試験体については変位計測定値から得た値を載荷速度（mm/sec）とする。

図 3.9 に鋼素材試験体の繰返し試験による各測定値の時刻歴の一例を示す。図は Spec.A3C2 の載荷開始から 1 サイクル半の様子を示したもので a b、e - f 間が引張側載荷、c d、h i 間が圧縮側載荷されている区間を示し、変位時刻歴より一定の速

度で繰返し載荷されているのが分かる。また、b-c、d-e、f-h 間は載荷方向反転時の停止区間であるが、この間に載荷装置の機構から除荷が行なわれ、荷重時刻歴より最大応力・最大ひずみに保持されていないことが分かる。従って、本実験では繰返し載荷における除荷時には載荷速度の制御は行われず、荷重 0 点から次の反転点までが一定速度に制御されている。既往の研究から弾性域・除荷域における載荷速度は機械的性質にほとんど影響を及ぼさないことが報告されており、実験上問題はないと考えられる。ひずみ波形は台形波に近いが、台形波の場合は反転点で最大ひずみに保持されたまま応力弛緩により応力だけが下降すれば、応力-ひずみ関係にひずみ波形の影響が現われることが報告されているが[25]、本実験では前述のとおり最大ひずみ点に到達後、直ちに弾性除荷されるためこのような影響は現われない。実構造物の地震や風による荷重条件でも最大荷重に保持されている時間は短いことから、ひずみ波形が履歴特性に及ぼす影響は問題ないと考えられる。

3.3 載荷速度が力学的特性に及ぼす影響

3.3.1 鋼素材試験体

(1) 単調引張載荷実験

実験から得た応力-ひずみ関係の一部を図 3.10 に示す。横軸は載荷開始から破断までの変位計による伸び計測値を示す。載荷速度を変えたそれぞれの曲線を比較すると、速度の上昇に伴う応力度の増加が明らかである。実験から得た機械的性質とひずみ速度との関係を、図 3.11 に上・下降伏点 σ_{yU} ・ σ_{yL} 、引張強度 σ_B 、図 3.12 にひずみ硬化開始点のひずみ ε_{st} 、最大荷重時ひずみ ε_u 、破断伸び δ についてそれぞれ示す。図中の直線は各応力度 (tonf/cm²) 並びにひずみ度 (%) と、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ (%/sec) の対数との関係を示す最小 2 乗近似直線で、各近似直線式は次式のとおりである。

$$\text{上降伏点：} \quad \sigma_{yU} = 4.044 + 0.1926 \log \dot{\varepsilon} \quad (3.1)$$

$$\text{下降伏点：} \quad \sigma_{yL} = 3.791 + 0.1380 \log \dot{\varepsilon} \quad (3.2)$$

$$\text{引張強度：} \quad \sigma_B = 4.765 + 0.0505 \log \dot{\varepsilon} \quad (3.3)$$

$$\text{ひずみ硬化開始ひずみ：} \quad \varepsilon_{st} = 2.736 + 0.0482 \log \dot{\varepsilon} \quad (3.4)$$

$$\text{最大荷重時ひずみ：} \quad \varepsilon_u = 21.08 + 0.0197 \log \dot{\varepsilon} \quad (3.5)$$

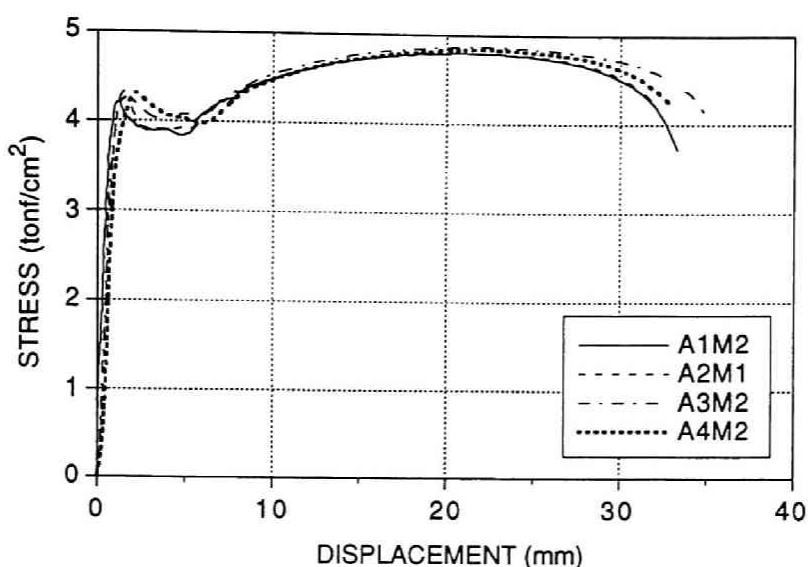


図 3.10 母材単調引張試験による応力度－伸び変形関係

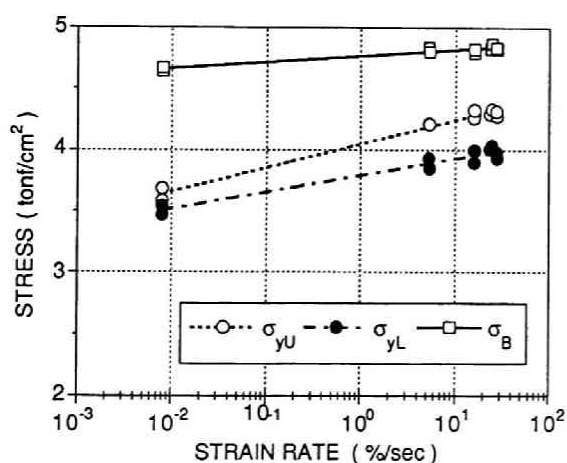


図 3.11 SS400鋼素材単調引張による各応力度とひずみ速度関係

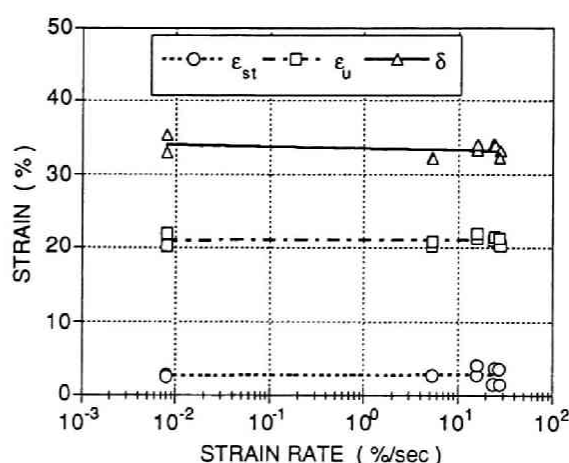


図 3.12 SS400鋼素材単調引張による各ひずみ度とひずみ速度関係

破断伸び：

$$\delta = 33.51 - 0.2334 \log \dot{\epsilon} \quad (3.6)$$

図 3.11 に示す各応力度についてはひずみ速度増加に伴う上昇が見られ、特に上・下降伏点の変化は顕著である。また、図 3.12 に示す各ひずみ度に関しては、ひずみ速度の影響はほとんど認められず、既往の研究結果と同様の性状を示している。

ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_0 = 8 \times 10^{-3} \text{ \%/sec}$ の静的単調引張試験による上・下降伏点 $\sigma_{yU_0} = 3.635 \text{ tonf/cm}^2$ 、下降伏点 $\sigma_{yL_0} = 3.508 \text{ tonf/cm}^2$ 、引張強度 $\sigma_{B_0} = 4.657 \text{ tonf/cm}^2$ の値を基準にした変化率とひずみ速度 $\dot{\epsilon} \text{ (\%/sec)}$ との関係を最小 2 乗近似により求めると以下の通りとなり、特に下降伏点のひずみ速度増加にともなう増大率が高い。

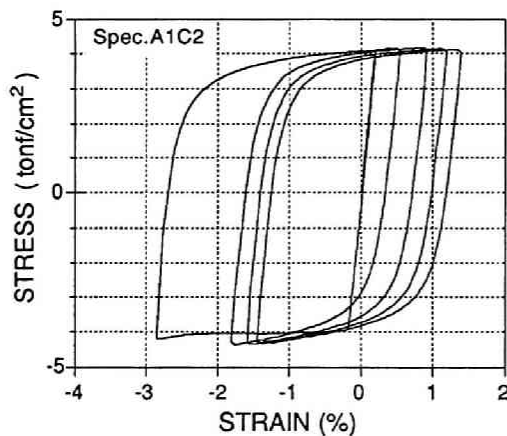
$$\text{上降伏点: } \sigma_{yL}/\sigma_{yL_0} = 1.081 + 3.848 \times 10^{-2} \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.7)$$

$$\text{下降伏点: } \sigma_{yU}/\sigma_{yU_0} = 1.113 + 5.314 \times 10^{-2} \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.8)$$

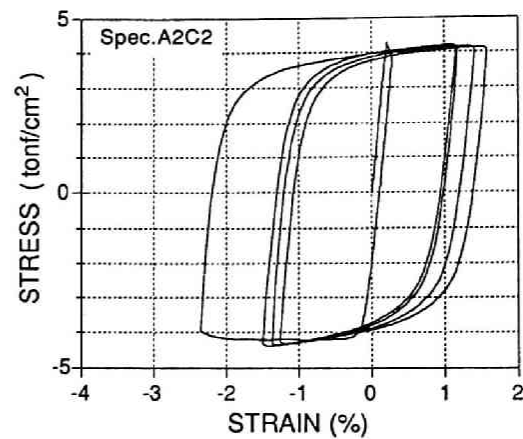
$$\text{引張強度: } \sigma_B/\sigma_{B_0} = 1.023 + 1.088 \times 10^{-2} \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.9)$$

(2) 繰返し载荷実験

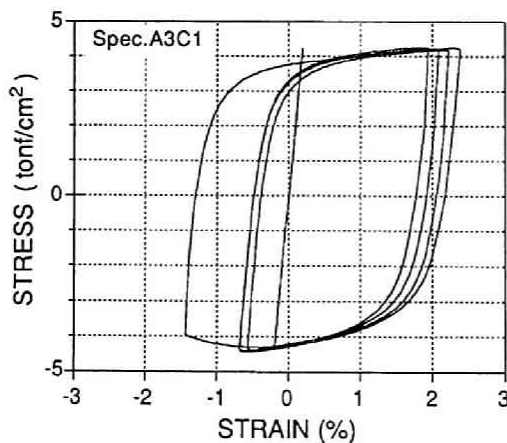
実験から得た応力度－ひずみ度関係の一部を図 3.13 に示す。図の横軸のひずみは、ひずみゲージによる計測値を用いている。いずれも第 1 サイクルの圧縮側で明瞭な降伏を示しており、第 2 サイクル以後はほぼ 2% 程度のひずみ振幅で定常な履歴曲線を描いている。



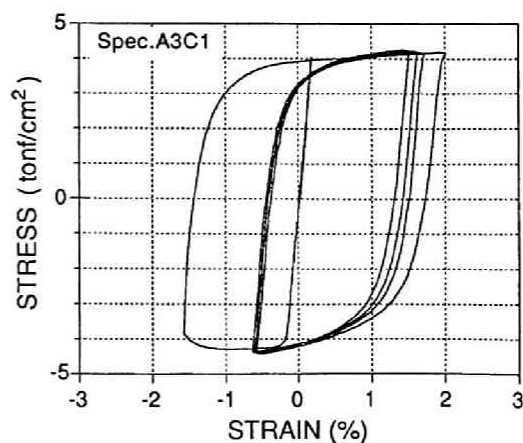
(a) ひずみ速度 5%/sec



(b) ひずみ速度 15%/sec



(c) ひずみ速度 25%/sec



(d) ひずみ速度 35%/sec

図 3.13 鋼素材繰返し载荷による応力度－ひずみ度関係

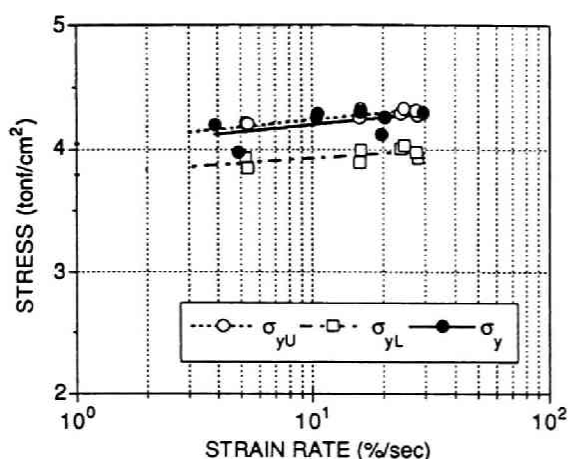


図 3.14 SS400鋼材繰返し載荷による降伏点とひずみ速度関係

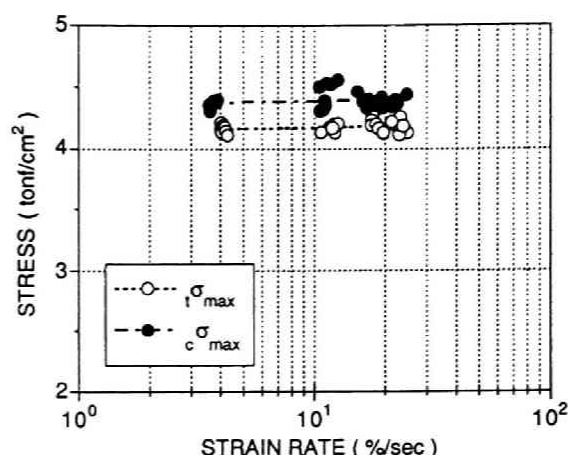


図 3.15 SS400鋼材繰返し載荷による最大応力度と歪速度関係

ひずみ速度の異なる各試験体の履歴曲線を比較すると、ひずみ速度の増加に伴い初載荷時の降伏点は増大しているのが明らかであるが、第 2 サイクル以後の履歴は速度による差異はほとんど認められない。

初載荷時圧縮側に見られる降伏点 σ_y とひずみ速度の関係を図 3.14 に示す。図中には比較のために単調引張実験から得た上・下降伏点 σ_{yU} 、 σ_{yL} も重ねてプロットした。実験では上下降伏点の区別は明瞭に現われなかったが、図 3.14 から判断すれば単調引張時の上降伏点に近い関係を示している。同図に実線で示す降伏点とひずみ速度との関係の最小 2 乗近似、および静載荷時の値で無次元化した関係は下式となり、ひずみ速度の対数に関する勾配は式 (3.1)、(3.2)、(3.7)、(3.8) に示す単調引張時の上下降伏点に極めて近い値となっている。

$$\sigma_y = 4.004 + 1.929 \times 10^{-1} \log_{10} |\dot{\epsilon}| \quad (3.10a)$$

$$\sigma_y / \sigma_{y_0} = 1.112 + 5.359 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\epsilon}| \quad (3.10b)$$

図 3.15 は、履歴曲線の第 2 サイクル目以後の定常ループにおける特性を見るため引張・圧縮それぞれの最大応力点と対応する各サイクルのひずみ速度との関係をプロットしたものである。引張側と圧縮側で値は異なるが、いずれもひずみ速度による影響は小さく、一定の応力度を示していると判断できる程度の差異しか見られない。図中に直線で示す各点の最小 2 乗近似直線は次の通りである。

$$\text{引張側最大応力点: } \sigma_{\max} = 4.358 + 0.0283 \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.11)$$

$$\text{圧縮側最大応力点: } \sigma_{\max} = 4.140 + 0.0315 \log_{10} |\dot{\epsilon}| \quad (3.12)$$

ひずみ速度の対数に掛る係数の値は式(3.1)や(3.10)に示す降伏点の場合より1桁低くなっている。このように、単調引張载荷あるいは繰返し载荷の第1サイクル目の応力-ひずみ関係に見られるようなひずみ速度効果は、繰返し载荷の第2サイクル以後には現われていない。これは、ひずみ振幅が2%程度で降伏棚域にあり、応力の変動については鈍感な領域であることが一因と考えられる。

3.3.2 突合せ溶接接合部試験体

(1) 単調引張载荷実験

図3.16に応力-伸び変形関係の一部を示すと共に、実験から得た機械的性質とひずみ速度との関係を鋼素材実験結果と同様に、図3.17に応力度関係、図3.18にひずみ度関係についてそれぞれ示す。

試験体の塑性化は主に溶接接合部近傍の母材で進行し、破断位置は溶接線から約2cm離れた位置となり、破断に伴う絞りは溶接部には観察されず母材に生じる。

従って、図3.17に示す各応力度は鋼素材の場合と同様の性状を示し、素材の静的引張試験結果を基準にした上昇率は式(3.13)～(3.15)の通りである。ただし、ひずみ速度の対数に掛る係数は鋼素材の場合よりも大きく、速度増加に対して敏感に各応力度が増大している。

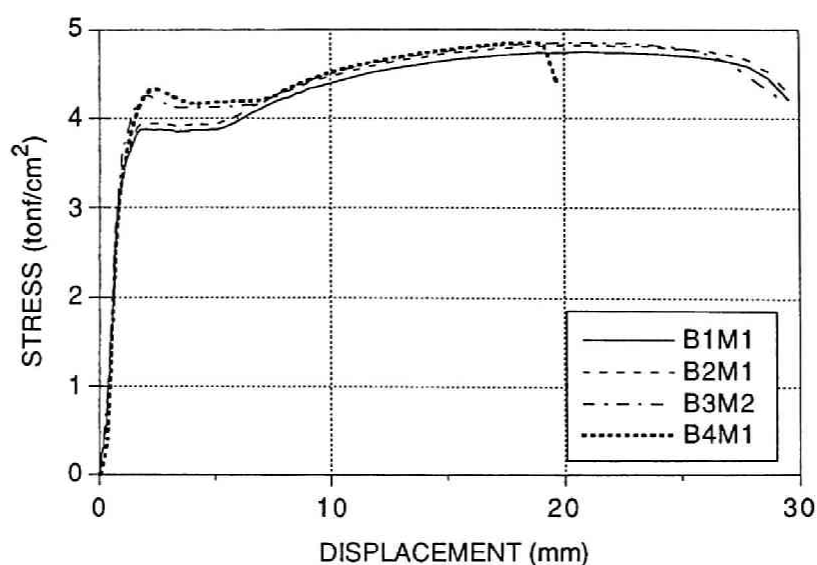


図 3.16 突合せ溶接接合部単調引張試験による応力度-伸び変形関係

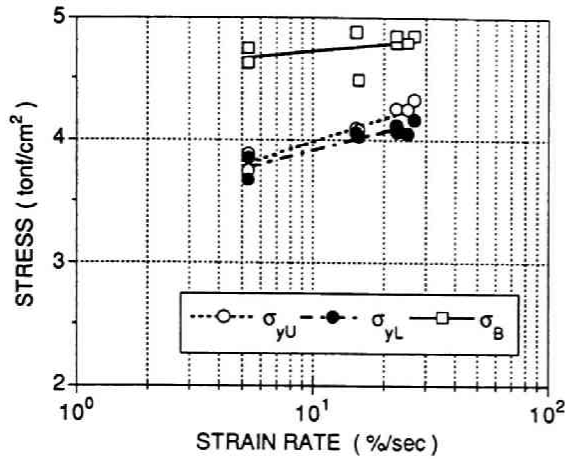


図 3.17 突合せ溶接接合部単調引張による各応力度とひずみ速度関係

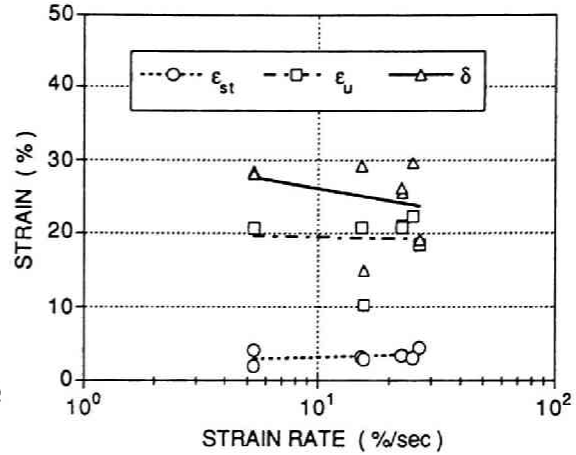


図 3.18 突合せ溶接接合部単調引張による各ひずみ度とひずみ速度関係

$$\text{上降伏点: } \sigma_{yU} = 3.347 + 6.346 \times 10^{-1} \log \dot{\epsilon} \quad (3.13a)$$

$$\sigma_{yU} / \sigma_{yU_0} = 0.921 + 1.746 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.13b)$$

$$\text{下降伏点: } \sigma_{yL} = 3.402 + 5.109 \times 10^{-1} \log \dot{\epsilon} \quad (3.14a)$$

$$\sigma_{yL} / \sigma_{yL_0} = 0.970 + 1.456 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.14b)$$

$$\text{引張強度: } \sigma_B = 4.522 + 1.977 \times 10^{-1} \log \dot{\epsilon} \quad (3.15a)$$

$$\sigma_B / \sigma_{B_0} = 0.971 + 4.246 \times 10^{-2} \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.15b)$$

図 3.18 に示す各ひずみ値では、主に溶接部以外の母材で塑性化が進行しているため、伸びひずみは鋼素材と比較して同等あるいはそれより低い値を示す。特に破断伸びに関してはばらつきが大きく、ひずみ速度との定性的な関係は認めにくい、概ねひずみ速度の違いによる変化は少ないと見られる。

(2) 繰返し载荷実験

実験から得た応力度－ひずみ度関係の一部を図 3.19 に示す。横軸のひずみは試験片中央のひずみゲージによる計測値を用いている。いずれの試験体も明瞭な降伏点は現われず、第 2 サイクル以後はほぼ 1% 程度のひずみ振幅で定常な履歴曲線を描いている。

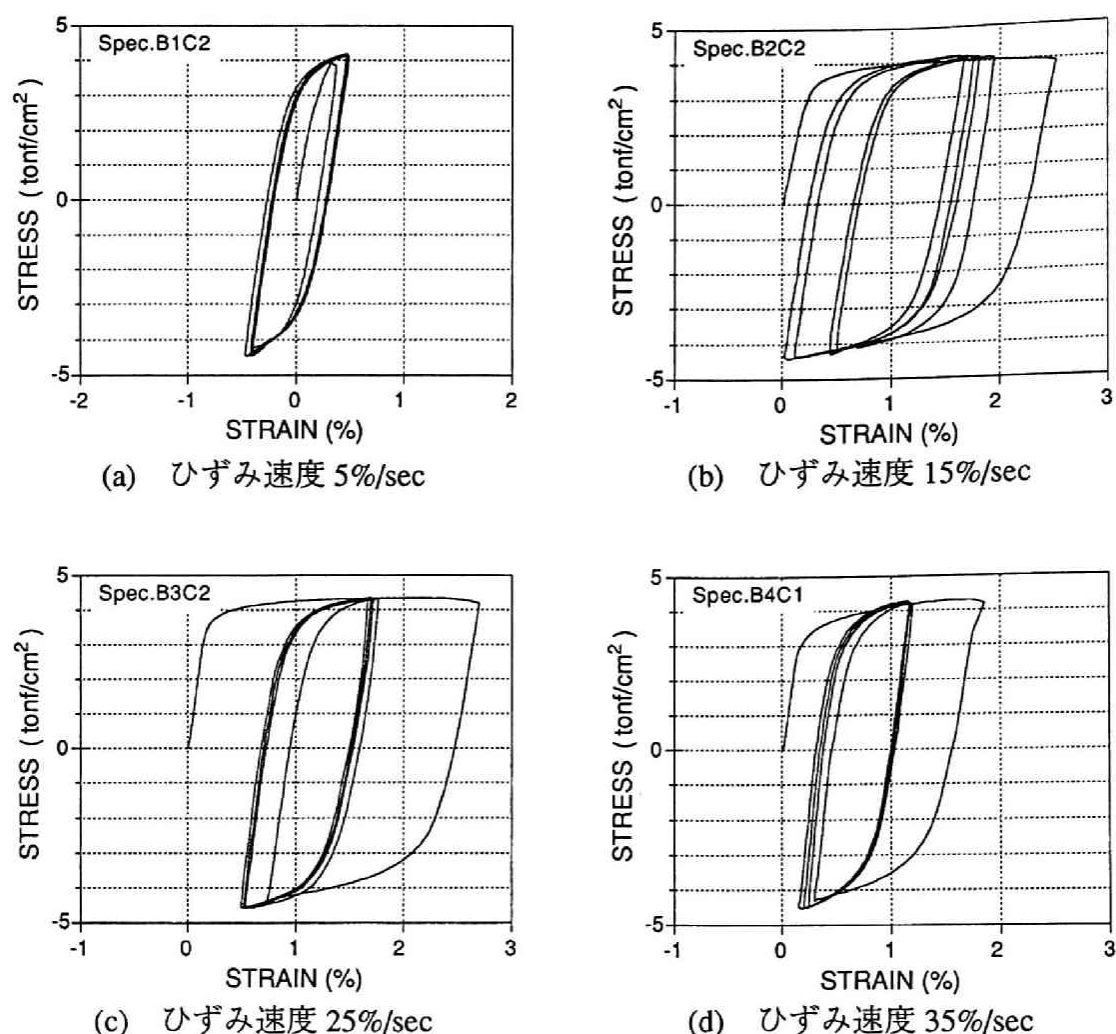


図 3.19 突合せ溶接接合部繰返し载荷による応力度－ひずみ度関係

鋼素材試験体と同じ設定振幅で载荷したにもかかわらずひずみ振幅が小さくなっているが、これは、試験体中央の溶接部がほとんど弾性域に留まり、溶接部近傍の母材のみ塑性化が進行していることによると考えられる。

図 3.20 には、履歴曲線の第 2 サイクル目以後における引張・圧縮それぞれの最大応力点と対応する各サイクルのひずみ速度との関係をプロットした。全般的に最大応力度のばらつきが大きく、引張側と圧縮側で値は異なるものの、いずれもひずみ速度の増加に伴い最大応力度は増大する傾向が見られる。図中に直線で示す各点の最小 2 乗近似直線は下式となり、式 (3.11)、(3.12) に示す鋼素材の場合と比較すれば、ひずみ速度の対数に掛る係数の値は 1 桁大きい数値を示している。

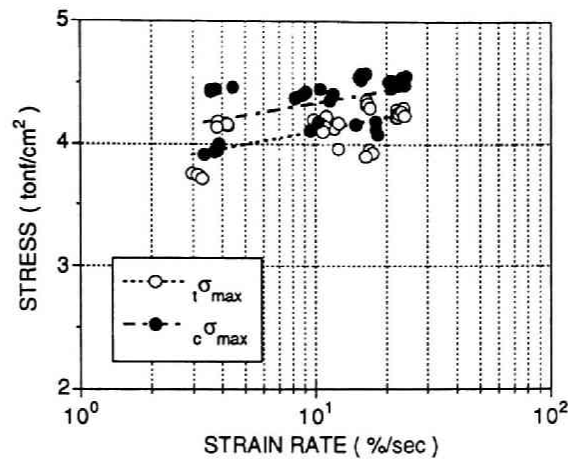


図 3.20 溶接接合部繰返し载荷による最大応力度とひずみ速度関係

$$\text{引張側最大応力点: } {}_t\sigma_{\max} = 3.732 + 3.758 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\epsilon} \quad (3.16)$$

$$\text{圧縮側最大応力点: } {}_c\sigma_{\max} = 4.002 + 3.337 \times 10^{-1} \log_{10} |\dot{\epsilon}| \quad (3.17)$$

しかし、ひずみ速度の違いによる応力度の差異はばらつきの範囲内に入っており、一概にひずみ速度との相関性が高いとは認められない。

3.3.3 高力ボルト摩擦接合部試験体

(1) 単調引張载荷実験

図 3.21 に実験から得た荷重－変形関係の一例を示す。

荷重－変形関係は図 3.22 の模式図に示すように、荷重 4.5 tonf 付近で板要素部分の降伏により剛性が低下し始め、その直後に摩擦面で最初のすべりが生じる。明瞭なすべりが見られる直前の荷重の極大値をここでは摩擦限界荷重 P_{CR} （図中 A 点）と呼ぶことにする。これは高力ボルト接合設計施工指針 [23] で「すべり耐力」と呼ばれるものに相当し、静摩擦力の限界値と考えられる。その後、荷重は低下し、極小値を示すとともにすべり発生箇所におけるすべりが進行し、ボルト軸部が板要素に接触して支圧型に移行した後、再び荷重が増加し始める。この間の動摩擦力に相当する極小値をすべり荷重 P_S （図中 B 点）と呼ぶことにする。

実験ではいずれの試験体も 2 回以上のすべりが観察され、全てのボルトが支圧接合型に移行した後に最大支圧荷重 P_B （図中 C 点）に達した。その後スプライスプレート上のボルト穴近傍にくびれを生じて著しく伸びが進行し、破断に至る。

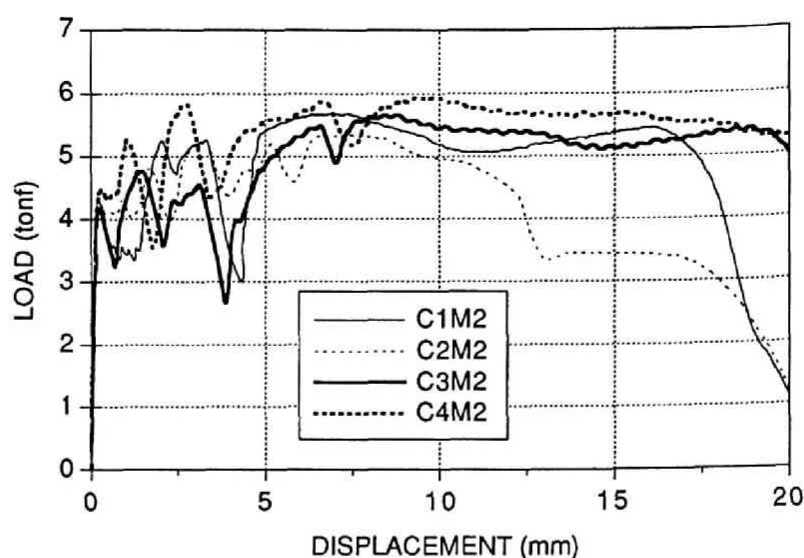


図 3.21 H.T.B.接合部の単調引張载荷による荷重－変形関係

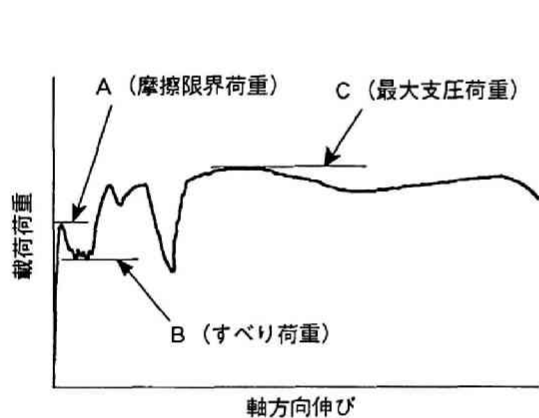


図 3.22 H.T.B.接合部の単調引張载荷による荷重－変形関係模式図

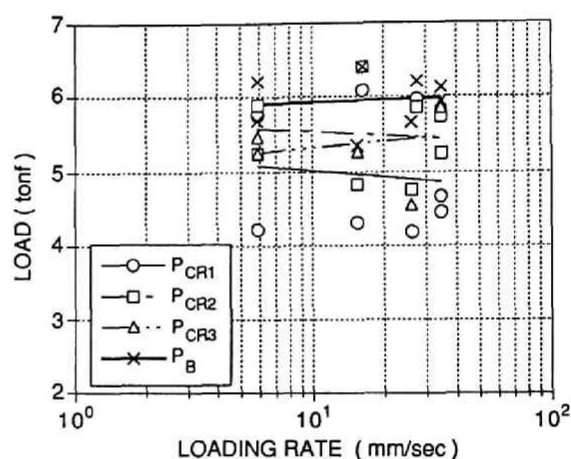


図 3.23 H.T.B.接合部の単調引張载荷による摩擦限界荷重と載荷速度関係

図 3.21 に示す荷重－変形関係では、摩擦限界荷重の値あるいはすべり発生時の曲線の形状、すべり発生回数は試験体によりまちまちであり、小刻みに小さなすべりを繰り返すものもあれば明瞭なすべりを呈するものもある。特に摩擦限界荷重とすべり荷重の差には大きなばらつきが見られる。

これらの荷重に対する載荷速度の影響を見るため、図 3.23 には、全ての実験で明瞭なすべりが観察されたところでの摩擦限界荷重を最大 3 回までとった値 P_{CR1} 、 P_{CR2} 、 P_{CR3} (tonf) と、最大支圧荷重 P_B (tonf) の値を縦軸にとり、載荷速度 $\dot{\delta}$ (mm/sec) を横軸にとってプロットした。図 3.23 の直線は各実験値と載荷速度の対数との関係を最小 2 乗近似により求めたものでそれぞれ以下の式で表現される。

$$\text{第 1 回目摩擦限界荷重: } P_{CR1} = 5.309 - 2.857 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.18)$$

$$\text{第 2 回目摩擦限界荷重: } P_{CR2} = 5.708 - 1.707 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.19)$$

$$\text{第 3 回目摩擦限界荷重: } P_{CR3} = 5.060 + 2.673 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.20)$$

$$\text{最大支圧荷重: } P_B = 5.824 + 9.837 \times 10^{-2} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.21)$$

全般的に実験結果にはばらつきが大きく、同一条件で 2 体ずつ載荷実験を行った中で、 P_{CR1} が約 4.5 tonf 前後でその後も荷重が低いグループと、 P_{CR1} が 5 ～ 6 tonf でその後も総じて荷重の高いグループが見られる。荷重の低いグループでは載荷速度の増加に伴い摩擦限界荷重も増大する傾向が見られるが、荷重の低いグループでは摩擦限界荷重は載荷速度が異っても変化していない。しかし、これらの差は全体のばらつきの範囲内であり、載荷速度との関係は明瞭ではない。

また、最大支圧荷重 P_B は摩擦限界と比較してばらつきが少なく、わずかに載荷速度の増大に伴い上昇する傾向を示しているが、その影響は小さい。金野・甲津らによる高力ボルト摩擦接合 2 面せん断型試験体を用いた同様の単調引張実験によれば、先行するスプライスプレートの降伏はひずみ速度の影響を大きく受けているものの、最大支圧荷重の上昇は顕著でないと報告されている[17]。

最大荷重の値は摩擦接合のメカニズムとは直接関係なく、鋼素材の破断耐力に対する載荷速度の影響が現われると考えられるが、ボルト穴による断面欠損の影響でボルト穴近傍の応力集中が著しい点や、応力伝達機構がボルト軸部と板要素との間での支圧接合型に変わる、などの理由により等断面の素材に見られるひずみ速度効果とは異なる性状を示すことも予想される。

切り欠きあるいは孔を有する変断面材の力学的性質に及ぼすひずみ速度の影響を調べた既往の研究を見ると、例えば SS400 などの 3 鋼種について、青木ら [3] は板厚 5 mm の鋼板に幅 0.2 ～ 2.4 mm のノッチを付けた試験片、藤本ら[26] は半径 15 mm の切り欠き、または直径 30 mm のボルト穴を設けた試験片を用い、それぞれ単調引張載荷実験を行っている。これらの報告では、いずれの鋼種でも速度の影響で降伏点、破断耐力が上昇するとの結果を得ており、鋼素材レベルでは、ボルト穴近傍での応力集中が生じても等断面材と同様のひずみ速度効果が生じると考えられる。

従って、最大支圧荷重に関しては、ボルト穴近傍の応力集中による影響は関係なく、むしろ、載荷速度の影響が顕著でなくなるのは応力伝達機構が支圧型に変化したことによると予想される。

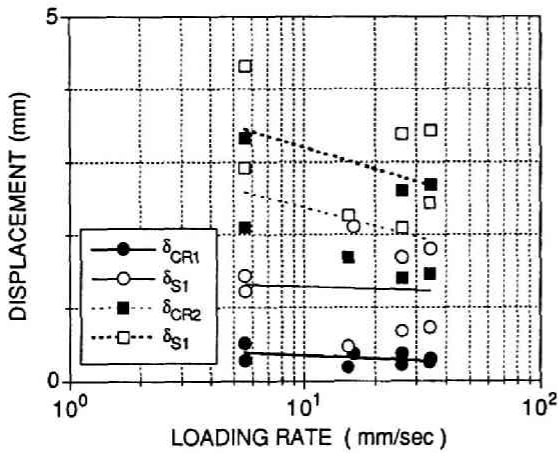


図 3.24 H.T.B.単調引張荷重による摩擦限界およびすべり発生時の変形量と載荷速度関係

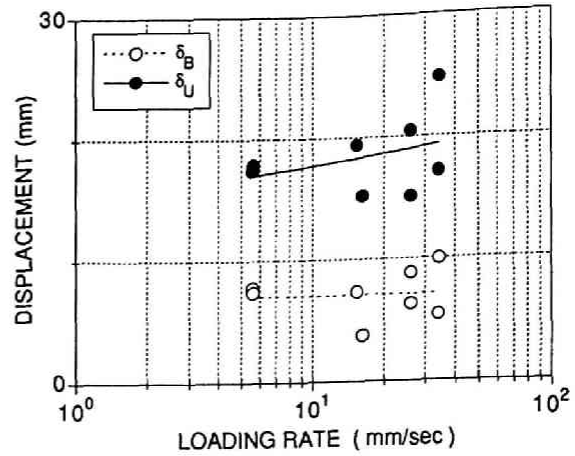


図 3.25 H.T.B.単調引張荷重による最大支圧荷重および破断時の変形量と載荷速度関係

次に、接合部の変形量に及ぼす載荷速度の影響について見る。

図 3.24 は各試験体の初期 2 回の明瞭なすべり発生時の摩擦限界荷重点・すべり荷重点における変形量 d_{CR1} 、 d_{CR2} 、 d_{S1} 、 d_{S2} (mm) を載荷速度 $\dot{\delta}$ (mm/sec) との関係でプロットしたものである。それぞれの変形量と載荷速度の対数との関係を最小 2 乗近似すれば図中の直線に示す関係が得られ、それぞれの近似式は以下の通りである。

$$\text{第 1 回目摩擦限界時の変形: } \delta_{CR1} = 0.490 - 1.460 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.22)$$

$$\text{第 1 回目すべり荷重時の変形: } \delta_{S1} = 1.396 - 1.051 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.23)$$

$$\text{第 2 回目摩擦限界時の変形: } \delta_{CR2} = 3.224 - 8.503 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.24)$$

$$\text{第 2 回目すべり荷重時の変形: } \delta_{S2} = 4.174 - 9.755 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.25)$$

第 1 回目のすべり発生時の変形量はほとんど載荷速度の影響を受けていないが、第 2 回目は載荷速度の増加に伴い変形量が減少する傾向が顕著である。しかし、第 1 回目の摩擦限界点の変形量以外はばらつきが極めて大きく、載荷速度の差による変形量の違いはばらつきの範囲内にあり、明瞭な速度効果は見られない。

図 3.25 は最大支圧荷重点における変形量 δ_B (mm) および破断時の変形量 δ_U (mm) と、載荷速度 $\dot{\delta}$ (mm/sec) の関係を示したものである。すべり発生時の変形量と比較すればばらつきは少ないが、載荷速度の影響は認めにくい。図中に示す直線は下式で示す最小 2 乗近似を示す。

$$\text{最大支圧荷重時の変形： } \delta_b = 6.913 + 1.312 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.26)$$

$$\text{破断時の変形： } \delta_U = 14.86 + 2.911 \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.27)$$

式 (3.27) によれば、破断時の変形量 δ_U は載荷速度の増加に伴って増大する結果となっているが、これは Spec.C4M2 の結果が特に大きな値を示したことによるもので、これを除外すれば速度による変化はほとんどないと見られる。既往の高力ボルト摩擦接合部の単調引張実験結果 [5, 17] でも同様の結果が示されており、ボルト接合部の変形能力は載荷速度の影響をほとんど受けないと考えられる。

(2) 繰返し載荷実験

図 3.26 に実験から得た荷重－変形関係の一部を示す。

各試験体の荷重－変形関係は図 3.27 の模式図に示すように、第 1 サイクル初載荷時（負載荷圧縮側）で第 1 回目の顕著なすべりが見られ、荷重反転後は、半サイクル毎に 2 回のすべりが観察される。単調載荷時の場合と同様に、各すべり発生直前の荷重極大値 P_{CR} （図中○）を摩擦限界荷重、その後の荷重極小値 P_s （図中●）をすべり荷重と定義する。

履歴曲線はボルト接合部特有のスリップ型を示しており、半サイクルあたり 2 回のすべりの発生に伴い接合部の剛性は急激に低下するが、その後応力伝達機構は支圧型に移行し、再び剛性が上昇して反転点に達する。初載荷時に、第 1 回目のすべり発生以前に中板およびスプライスプレートの一部は降伏点を超えており、さらにすべりが進行すると板要素支圧部では相当な塑性変形を生じる。ボルト穴のクリアランスはボルト 1 本につき 1 mm であり、板要素の塑性変形がなければすべり距離は 2 mm となるが、実験結果に見られるすべりによる変形量は約 3～6 mm 程度であり、その差に相当する変形は板要素支圧部の塑性変形によるものである。

各試験体に見られる共通した特徴として、第 1 サイクルの最初のすべり発生時が摩擦限界荷重の最大値となり、第 1 サイクル反転後の半サイクルにおいてそれと同等度あるいはやや下回る値になる。第 2 サイクル以後では摩擦限界荷重、すべり荷重いずれも第 1 サイクルと比較して顕著に低下し、また、摩擦限界荷重とすべり荷重の差も大幅に小さくなる。3 サイクル目以後は履歴曲線には大きな変化がなく、ほぼ定常状態あるいは漸減する。このような、繰返しサイクルの増加に伴う摩擦限界荷重およびすべり荷重の低下を図 3.28、3.29 の履歴図にそれぞれ示す。横軸は半サイクル毎の繰返し数を示し、1 つの半サイクルに 2 回以上のすべりが認められる場合はその平均値を示す。

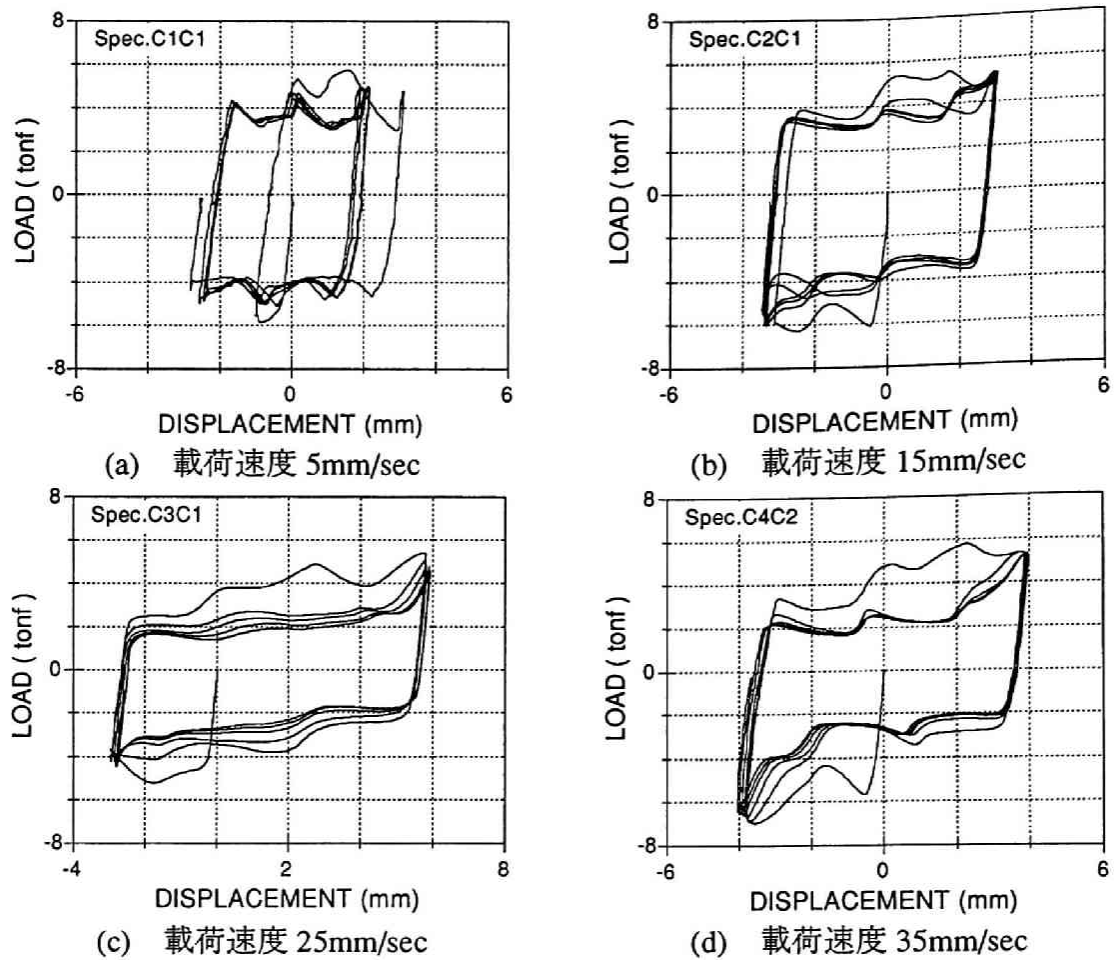


図 3.26 H.T.B.摩擦接合部の繰返し載荷による荷重－変形関係

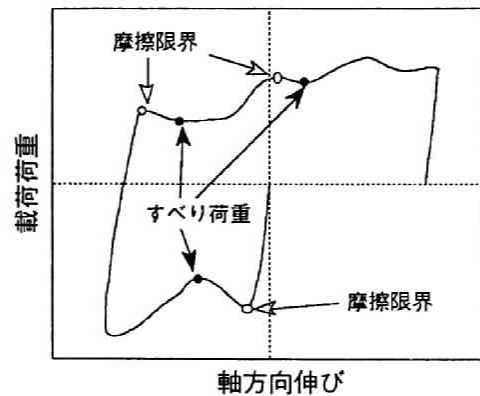


図 3.27 H.T.B.摩擦接合部の荷重変形関係模式図 (Spec.C4C2 第1サイクル)

このような摩擦限界を越える繰返し下における摩擦接合部の力学的特性については、沼田 [21, 22] が正弦波荷重による動的繰返し実験による研究を行っており、摩擦面に赤錆を発生させた場合の接合部耐力低下の要因として、

- 1) 初期 1 ～ 3 サイクルの過渡期でボルト軸力が急激に低下し、その原因として被接合材の局所的な塑性変形・なじみ・摩耗などが挙げられる。

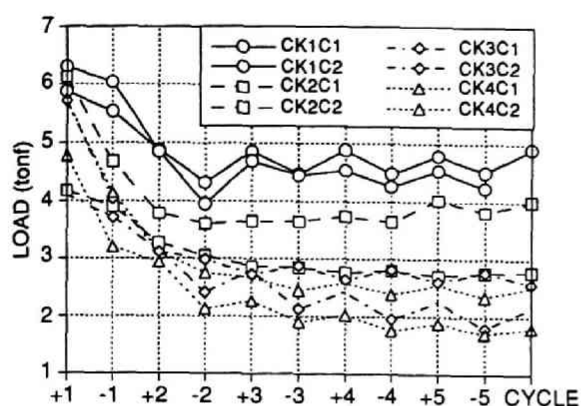


図 3.28 H.T.B.接合部繰返し载荷による摩擦限界荷重履歴

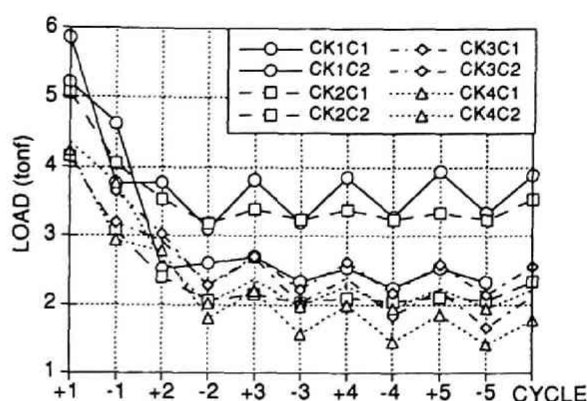


図 3.29 H.T.B.接合部繰返し载荷によるすべり荷重履歴

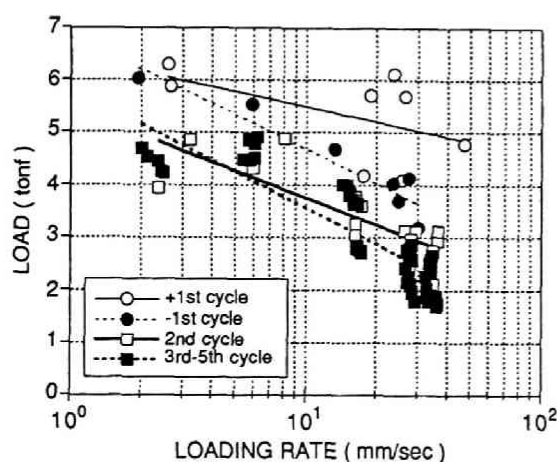


図 3.30 H.T.B.接合部繰返し载荷による摩擦限界荷重と载荷速度関係

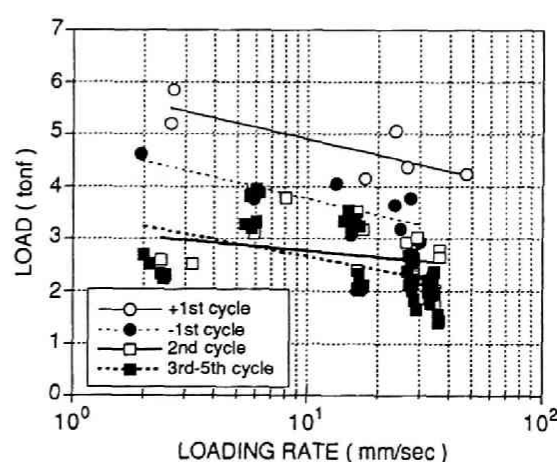


図 3.31 H.T.B.接合部繰返し载荷によるすべり荷重と载荷速度関係

- 2) 繰返し数に比例してナットが緩み、これが 3 サイクル目以後の定常期ではボルト軸力の低下の主要因となる。
- 3) 荷重周波数を変化させた場合を比較すれば、荷重周波数が高い程軸力低下量は小さいが摩擦係数の低下が著しい。
などの点を指摘している。

従って、本研究で着目している载荷速度との関係で見れば、図 3.28、3.29 いずれも载荷速度が大きいほど载荷初期の繰返しに伴う耐力低下は急激であり、その原因は载荷初期段階における被接合材の塑性化および摩擦面の摩耗・なじみなどであると考えられる。

载荷速度と接合部耐力の関係を明らかにするため、図 3.30 に摩擦限界荷重、3.31 にすべり荷重を、それぞれ载荷速度との関係で示す。両図とも第 1 サイクル前半、

同後半サイクル、第2サイクル、および第3～5サイクルの4段階に区別して示し、各半サイクルにおいて2回のすべりが発生する場合はその平均値を示している。

図中の直線は各耐力値と載荷速度 $\dot{\delta}$ mm/sec の対数との関係を最小2乗近似により求めたもので、各近似直線は下式で表現される。

摩擦限界荷重

$$\text{第1サイクル前半： } P_{CR+1} = 6.454 - 9.616 \times 10^{-1} \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.28)$$

$$\text{第1サイクル後半： } P_{CR-1} = 6.860 - 2.175 \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.29)$$

$$\text{第2サイクル： } P_{CR2} = 5.457 - 1.703 \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.30)$$

$$\text{第3～5サイクル： } P_{CR3-5} = 5.834 - 2.270 \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.31)$$

すべり荷重

$$\text{第1サイクル前半： } P_{S+1} = 5.920 - 1.016 \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.32)$$

$$\text{第1サイクル後半： } P_{S-1} = 4.798 - 1.032 \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.33)$$

$$\text{第2サイクル： } P_{S2} = 3.163 - 3.947 \times 10^{-1} \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.34)$$

$$\text{第3～5サイクル： } P_{S3-5} = 3.485 - 8.245 \times 10^{-1} \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.35)$$

これら摩擦接合部のすべりに関係する耐力はいずれも載荷速度の増加に伴って低下する傾向を示しており、特に第1サイクル後半以後の摩擦限界荷重にその傾向が強く現われている。また、第2サイクルとそれ以後のサイクルの間には問題となる差は見られず、第2サイクル以後をほぼ定常状態とみて差し支えないものと考えられる。すべりを伴う接合部耐力と載荷速度の関係を明らかにするには、

- ① 初すべり時の耐力と載荷速度の関係
 - ② 繰返しに伴う耐力低下の度合と載荷速度の関係
- の2点に着目する必要がある。

① の初すべり時の耐力は先の単調引張載荷実験における第1回目すべり発生時の結果とも関連するが、単調引張下では図 3.23 および式 (3.18) に示すように載荷速度による影響は顕著でなく、載荷速度の影響による摩擦限界荷重の変化は試験体毎のばらつきよりも小さい。繰返し載荷実験の初すべり時においても同様の結果が見られ、載荷速度の増大に伴って摩擦限界荷重は低下する傾向を示すが、ばらついてい

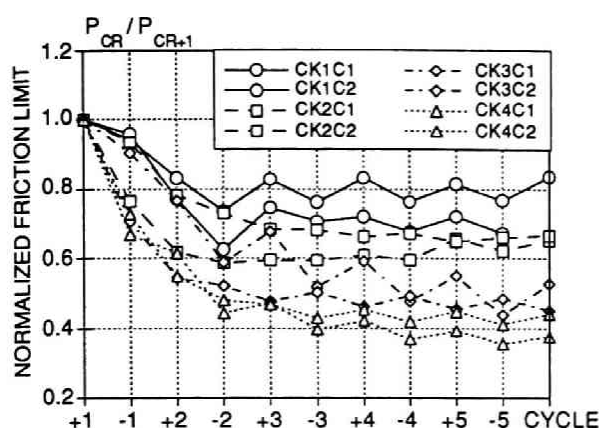


図 3.32 H.T.B.接合部繰返し載荷による無次元化摩擦限界荷重履歴

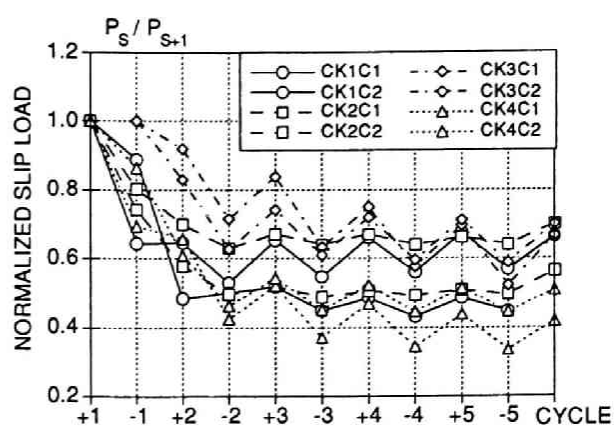


図 3.33 H.T.B.接合部繰返し載荷による無次元化すべり荷重履歴

る荷重の中で値の大きいものに着目すれば載荷速度の影響は小さい。また初すべり時のすべり荷重について見れば摩擦限界荷重よりもばらつきが小さく、載荷速度の増大に伴って低下する傾向が明瞭にみられる。

次に ② の繰返しに伴う耐力低下の度合を見るため、各耐力値を初すべり時の耐力で規準化した耐力比の履歴を図 3.32、3.33 に示す。図 3.32 は初すべり時の摩擦限界荷重 P_{CR+1} でその後の摩擦限界荷重 P_{CR} を規準化した無次元化摩擦限界荷重 $\bar{P}_{CR} = P_{CR}/P_{CR+1}$ 、図 3.33 は同様にすべり荷重 P_S を初すべり時の値 P_{S+1} で規準化した無次元化すべり荷重 $\bar{P}_S = P_S/P_{S+1}$ を、それぞれ試験体毎に繰返し数による履歴で示したものである。

図 3.32 の無次元化摩擦限界荷重を見れば、載荷速度の違いによる履歴の差が大きく、載荷速度が増大するほど荷重低下は著しく、第 2 サイクル以後の定常状態における値も小さいことが明らかである。また、図 3.33 のすべり荷重では、無次元化荷重の低下率と載荷速度の関係は必ずしも明確でなく、ばらつきは大きい、ほぼ 0.4 ～ 0.7 の間で載荷速度によらず一定とみなすこともできる。

初すべり時の荷重で無次元化された値を繰返しに伴う耐力の低下率と考え、第 1 サイクル後半および、その後の定常状態（第 2 ～ 5 サイクル）の平均的荷重低下率を載荷速度との関係で示したのが図 3.34、図 3.35 である。図中に直線で示す最小 2 乗近似による関係は以下の式で示される。

摩擦限界荷重低下率

$$\text{第 1 サイクル後半: } \bar{P}_{CR-1} = 1.054 - 2.019 \times 10^{-1} \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.36)$$

$$\text{第 2 ～ 5 サイクル: } \bar{P}_{CR2-5} = 0.901 - 2.577 \times 10^{-1} \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.37)$$

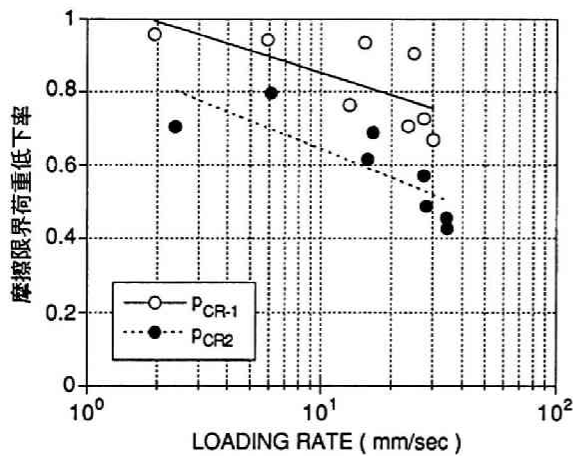


図 3.34 H.T.B.接合部繰返し载荷による無次元化摩擦限界荷重と载荷速度

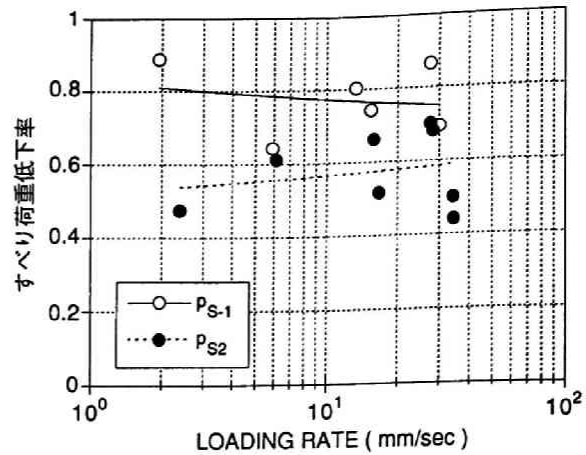


図 3.35 H.T.B.接合部繰返し载荷による無次元化すべり荷重と载荷速度

すべり荷重低下率

$$\text{第 1 サイクル後半: } \bar{p}_{s-1} = 0.825 - 5.090 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.38)$$

$$\text{第 2 ～ 5 サイクル: } \bar{p}_{s2-5} = 0.521 + 4.357 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.39)$$

以上の図および式より繰返しに伴う耐力の低下は、摩擦限界に関しては载荷速度の増大に伴い顕著な耐力低下を伴うが、すべり荷重に関しては速度の影響は顕著でないと考えることができる。

3.3.4 中ボルトせん断型接合部試験体

(1) 単調引張载荷実験

図 3.36 に実験から得た荷重－変形関係の一例を示す。試験体の破壊はスプライスプレートのボルト孔位置におけるせん断縁方向の引張破断によるものである。荷重－変形関係は図 3.37 の模式図に示すように、载荷初期の荷重の低い段階でボルト孔クリアランス分のずれを生じた後に支圧接合による応力伝達が行われ、2つのピークを持つ形状を示す。これは金夢・甲津ら [18] による実験と同様の形状を示すもので、荷重－変形曲線の最初の極大値（図中 A 点）を最大降伏荷重 P_y 、第 2 の極大値（図中 B 点）を最大支圧荷重 P_B と呼ぶことにする。

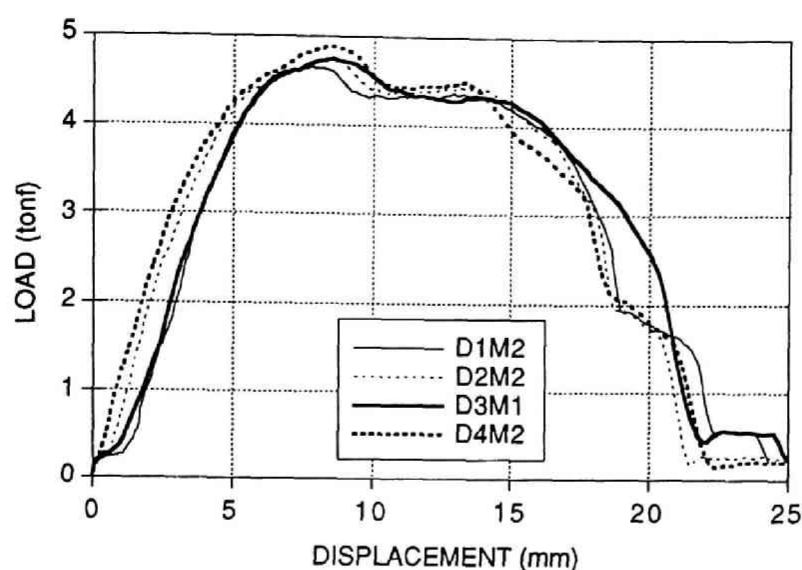


図 3.36 中ボルト接合部の単調引張载荷による荷重－変形関係

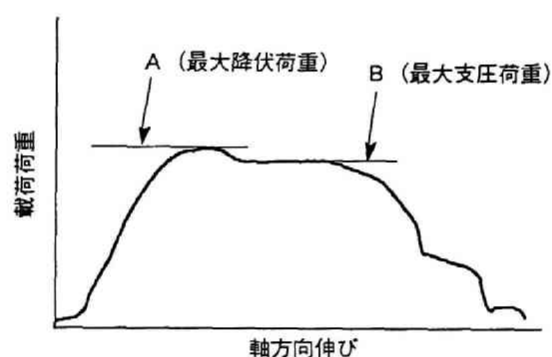


図 3.37 中ボルト接合部の荷重変形関係模式図

試験体はボルトの 2 面許容せん断耐力以下でスプライスプレートの降伏が先行する設計となっており、ボルト・被接合材間でずれを生じた後にボルトと板要素の支圧部分でボルト孔周辺板要素の局所的な塑性化により剛性が低下し、その後、スプライスプレートのせん断縁位置で降伏して最大降伏荷重に達する。降伏後はスプライスプレートの有効断面積が減少し、2 番目の小さなピークである最大支圧荷重に達した後破断に至る、と考えられる。

図 3.38 は単調引張実験による中ボルト接合部の耐力 P_y 、 P_B と载荷速度 $\dot{\delta}$ との関係を示し、図中に示す最小 2 乗近似による载荷速度との関係は式 (3.40)、(3.41) により表現される。载荷速度の増加に伴って耐力は上昇する傾向を示すが、その差は小

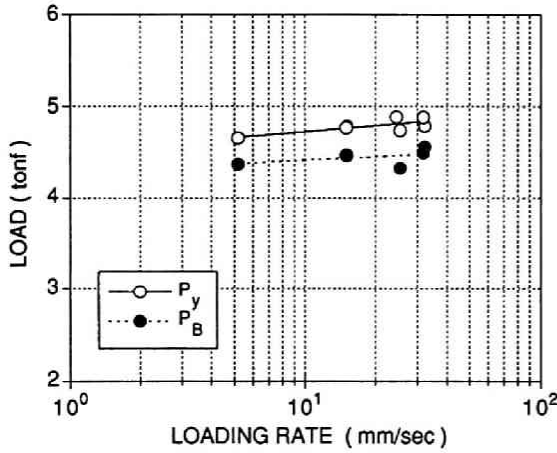


図 3.38 単調引張実験による中ボルト接合部の耐力と載荷速度関係

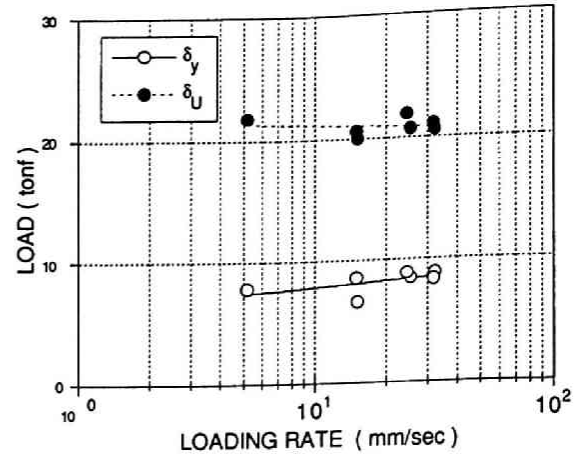


図 3.39 単調引張実験による中ボルト接合部の変形量と載荷速度関係

さく顕著な載荷速度による影響は認められない。

$$P_y = 4.509 + 2.184 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.40)$$

$$P_B = 4.282 + 1.328 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.41)$$

また、変形量と載荷速度の関係を見るため、最大降伏荷重に達した時点の変形量 δ_y および破断時の変形量 δ_U と載荷速度の関係を図 3.39 に示す。図中の直線は下式による最小 2 乗近似を示しており、 δ_y は上昇、 δ_U は減少する傾向をわずかに示すが、その差は小さく、耐力と同様に載荷速度による影響は顕著に認められない。

$$\delta_y = 6.407 + 1.417 \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.42)$$

$$\delta_U = 21.83 - 6.887 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.43)$$

(2) 繰返し載荷実験

図 3.40 に4通りの載荷速度による実験から得た荷重－変形関係の一部を示す。載荷は圧縮側から開始し、正負の繰返し設定振幅は圧縮側 4 mm、引張側 6 mm として圧縮時の変形量を小さくして実験した。これは圧縮側で変形量が大きくなると中板同士が接触してボルトを介さずに直接応力が伝達されるのでこれを少なくし、引張側のボルトを介した応力伝達の行われる範囲を大きくとるためである。

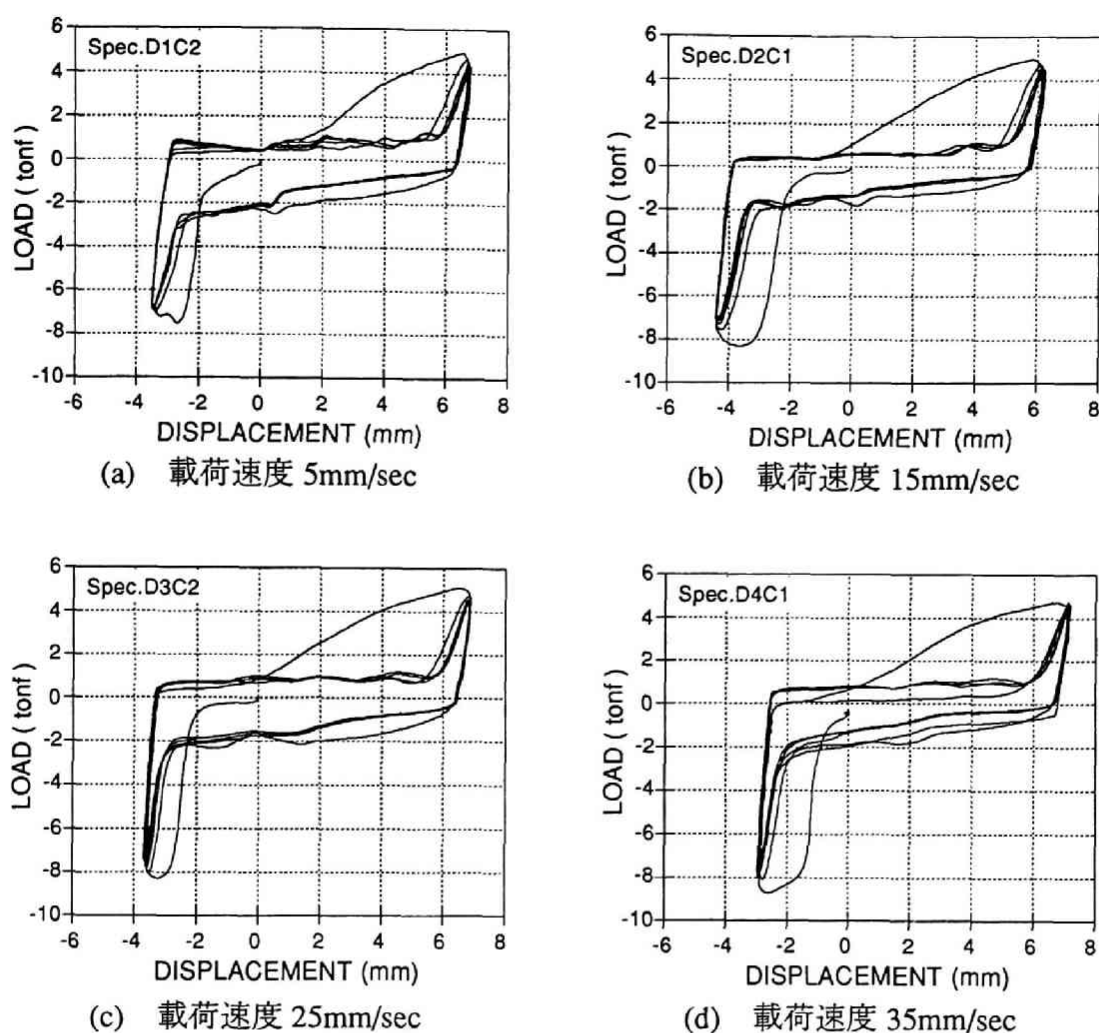


図 3.40 中ボルト接合部の繰返し載荷による荷重－変形関係

図 3.41 は各試験体の荷重－変形曲線の初期 2 サイクルの形状を模式的に示したものである。第 1 サイクル圧縮時には中板のクリアランスに相当する約 2 mm のずれを生じた後中板同士が接触して支圧により圧縮応力を伝達し、降伏（図中 A 点）に至った後荷重反転する。次の引張側では板要素とボルトとのクリアランスに相当する約 4 mm のずれを生じた後、ボルトせん断により応力が伝達されて耐力が上昇し、さらにボルト軸部と接触する板要素の局所的な塑性化により剛性が低下しながら次の荷重反転点（図中 B 点）に至る。第 2 サイクルからは、前サイクルで生じた板要素の支圧部塑性化による残留変形に相当する変形量まで低い耐力でずれが生じ、その後ボルトと板要素の支圧により耐力が上昇して荷重反転点に達する。第 3 サイクル以後も第 2 サイクルとはほぼ同一の荷重－変形曲線を描き、第 2 サイクル以後はほぼ定常状態とみなせる。

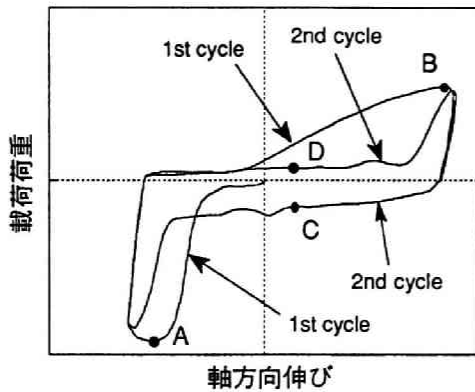


図 3.41 中ボルト接合部繰返し荷重による荷重-変形関係模式図

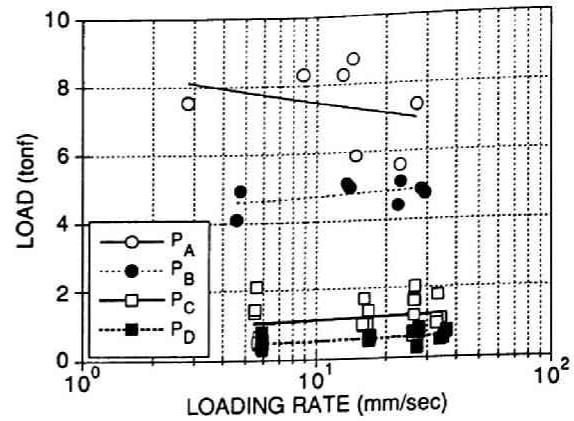


図 3.42 中ボルト接合部繰返し荷重による耐力と荷重速度関係

図 3.40 に示す各実験の履歴曲線の形状は荷重速度の影響をほとんど受けていないと考えられるが、定量的に影響を見るため図 3.41 に示す第 1 サイクルの A、B、第 2 ～ 5 サイクルの C、D で示す履歴曲線上の各点の荷重を P_A 、 P_B 、 P_C 、 P_D (tonf) とし、荷重速度 $\dot{\delta}$ (mm/sec) との関係プロットした結果を図 3.42 に示す。図中の最小 2 乗近似直線は下式で与えられる。

$$P_A = 8.666 - 1.1751 \times \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.44)$$

$$P_B = 4.364 + 3.589 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.45)$$

$$P_C = 0.876 + 2.380 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.46)$$

$$P_D = 0.348 + 1.740 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.47)$$

P_A 、 P_B は第 1 サイクルにおける圧縮、引張側荷重時のそれぞれ降伏耐力に相当する。 P_A の値は式 (3.44) に示すように荷重速度の増加に伴い減少する傾向を示し、また P_B についてはわずかに荷重速度に増加に伴う上昇傾向が見られる。しかし、いずれもばらつきの範囲内であり、荷重速度の影響は認め難い。

P_C 、 P_D は第 2 サイクル以後の定常ループでボルトと板要素の間にずれを生じている間の荷重で、繰返し振幅の中間に相当する変位 +1 mm における荷重をとったものであるが、式 (3.46)、(3.47) ではわずかに荷重速度に伴う上昇傾向を示すがやはりばらつきの範囲内における差しかなく、荷重速度の影響はほとんどないものと考えられる。

これらの値を見れば、本実験範囲内では中ボルトによるせん断型接合部の履歴特性は荷重速度の影響をほとんど受けないと考えることができる。

3.4 載荷速度の影響を考慮した復元力特性の定式化

前項では鋼素材ならびに鋼構造各種接合部の単調引張・繰返し載荷実験から得た結果に基づいて弾塑性域における各試験体の力学的特性と載荷速度との関係を示した。これらの結果を踏まえ、本項では載荷速度の影響を含んだ形での復元力特性の定式化を試みる。

実験結果を見ると、載荷速度が各種接合部の力学的特性に及ぼす影響は接合部の接合形式によりそれぞれ異なり、また同じ接合形式であっても、単調引張と正負繰返しの載荷条件、正負繰返し載荷にあつては第1サイクルと第2サイクル以後、それぞれの間で載荷速度の影響は異なる様相を示した。

載荷時には弾塑性波が有限な速度で部材内を伝播することによる時間差から、ある瞬間の部材内のひずみは不均一に分布し、鋼素材のように比較的均一な材料でも、特に高速で載荷した場合にはこれが顕著となる。このため、部材内の各位置で異なる応力ひずみ関係が得られるため、その力学的特性は材料により定まる定数としてではなく、材料の構成則や載荷速度の大きさに依存する過渡現象を考慮して求める必要がある[19, 27]。

このような観点から、これまでに高速引張下における鋼素材の力学的特性とひずみ速度の関係が Soroushian [2]を始め多くの研究者によりひずみ速度の対数則の形で提示されている。しかし、本章序論でも述べたように、動的荷重が作用したときの鋼構造物の挙動を把握する上で重要と考えられる、接合部の力学的特性のひずみ速度効果に関する研究は極めて少なく、特に繰返し載荷下における履歴特性についてはほとんど研究されていないのが現状である。

過去に載荷速度の影響を考慮した接合部の力学的特性を定量的に示した研究は金夢・甲津・藤村ら [19, 20] によるものが唯一であると思われる。この研究では、突合せ溶接部およびボルト接合部の高速引張載荷実験の結果から、鋼素材に関して報告されている既往のひずみ速度と力学的特性の対数則と同様に、各種接合部の単調引張時の力学的特性に関する対数則を求めている。試験装置の載荷速度を決定する機構と比例関係にある応力度速度の対数、ならびに静的引張力と高速引張力による力学的特性の比として定義した影響係数の2つをパラメータに選び、最小2乗近似により両者の間の線形関係を求め、また、載荷速度の影響係数を用いて高速単調引張下における応力-ひずみ関係を bi-linear 型に置換して定式化している。

本研究でも同様の手法により繰返し載荷下における接合部の力学的特性を載荷速度の影響を含めた形で定量的に示すことを試みる。鋼素材の構成則あるいは接合部

の復元力特性についてはこれまでに多くの研究により定式化が試みられており、その成果が鋼構造物の塑性化を伴う繰返し性状を解析的に把握するために利用されている。

材料の繰返し特性のモデル化にあたっては解析目的に応じて種々の方法が提案されており、例えば、地震時の復元力特性を評価するのであれば架構全体の特性に与えるモデル化の部分的な差の影響は小さく、完全弾塑性型、bi-linear 型、tri-linear 型などの数値的表現が簡単で計算上の取り扱いが容易なモデルが使用される。また、部材の弾塑性座屈の発生が問題となる場合などのように材料の接線剛性が大きく影響する場合には Ramberg-Osgood 型などの詳細なモデル化が必要となる。

本研究では接合部の弾塑性挙動が架構全体の挙動に及ぼす影響が大きいことから接合部の挙動に着目しており、接合部のディテールによって避け難い応力集中やひずみ集中が応力ひずみ関係に影響を与えると考えられるものの、その影響を定量的に捉えることが難しく詳細なモデル化を行うには限界があること、また、異なる接合法の挙動をできる限り似通った形式でモデル化することにより、ひずみ速度の影響度を比較できることに意義があると考え、などの理由により、比較的取り扱いが容易な bi-linear 型を基本とする履歴モデルによる定式化を試みる。

また、3.2.4 項で詳述したように本実験に用いた載荷装置の載荷速度制御機構の特徴から、載荷速度を評価するパラメータとしては変位計記録に基づく変位速度（あるいはひずみ速度）を用いるのが適当であると考えられる。従って、載荷速度のパラメータとして、軸方向変位もしくは軸方向変位を試験片の平行部長さで除して求めたひずみの単位時間当りの変化率を用いた。

3.4.1 鋼素材

繰返し載荷実験から得た応力度－ひずみ度関係は、第 2 サイクル以後において定ひずみ振幅での単軸ひずみ状態の定常履歴曲線を描いているものとみなし、正負載荷の半サイクル毎に軸応力度 σ と軸ひずみ度 ε の関係を bi-linear 型にモデル化する。

履歴曲線は図 3.43 の形状となり、各反転点間の半サイクルの開始点 A・終了点 C の応力、ひずみ度をそれぞれ $(\sigma_2, \varepsilon_2)$ 、 $(\sigma_1, \varepsilon_1)$ とし、第2分枝勾配と弾性勾配の比を弾塑性係数比 α とすると、図中の各線は式 (3.48) により表現される。

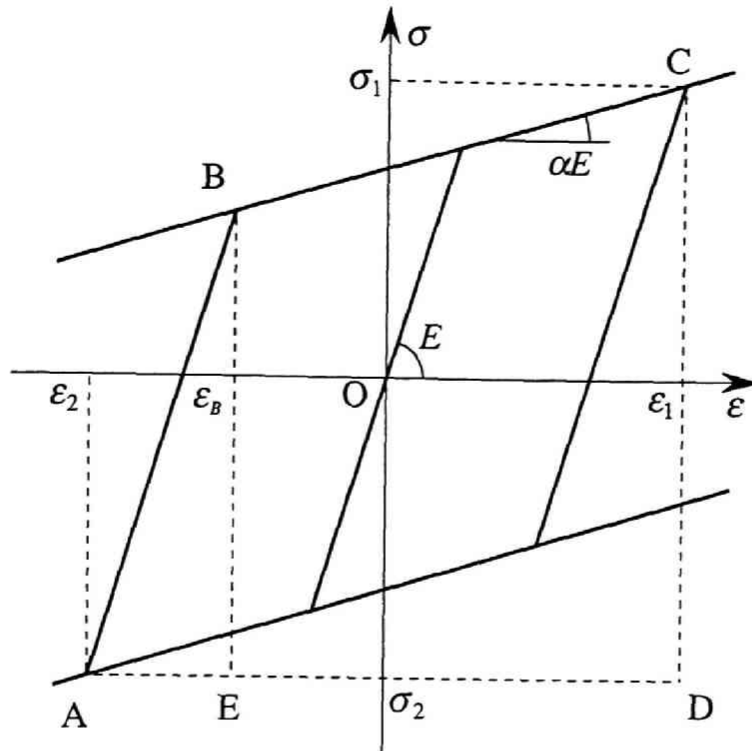


図 3.43 bi-linear 型応力-ひずみ履歴曲線

$$AB \quad \sigma = E(\varepsilon - \varepsilon_2) - \sigma_2 \quad (\varepsilon_2 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_B) \quad (3.48 a)$$

$$BC \quad \sigma = \alpha E(\varepsilon - \varepsilon_1) - \sigma_1 \quad (\varepsilon_B \leq \varepsilon \leq \varepsilon_1) \quad (3.48 b)$$

この履歴関係を決定するパラメータは弾性係数 E と弾塑性係数比 α の 2 種である。この中で E は既往の研究（例えば文献[2]）や本実験結果からひずみ速度の影響を受けない定数とみなすことができるから、弾性係数と塑性域での接線係数の比が一定とみなしたときの係数比 α が履歴曲線を決定するパラメータとして残る。

鋼構造架構の繰り返しによる復元力特性を評価するための基礎となる資料を得ることを目的にすれば、履歴曲線の形状を決定するにあたっての重要な指標として塑性変形による履歴吸収エネルギーの大きさが挙げられる。履歴曲線の詳細な整合性よりもむしろ履歴吸収エネルギーの大きさがひずみ速度の影響をどの程度受けているかという点に注目すれば、各サイクルで応力ひずみ履歴曲線によって囲まれる面積と実験から得た値とを整合させる必要がある。

bi-linear 型の履歴曲線の場合、図 3.43 の ABCD の面積 ΔW は、式 (3.48) の表現を使えば、

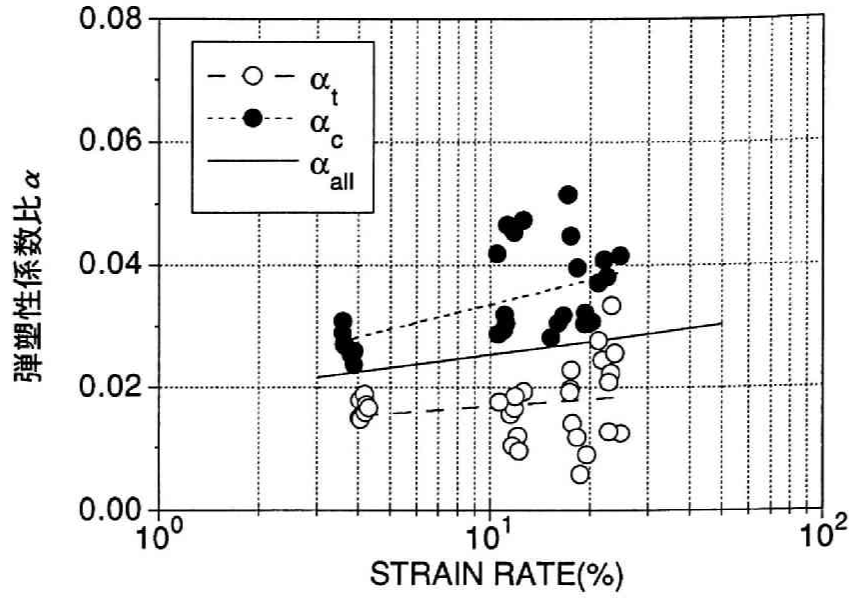


図 3.44 鋼素材のbi-linear型履歴曲線における弾塑性係数比と載荷速度関係

$$\Delta W = \frac{(\sigma_a - \alpha E \varepsilon_a)^2 + (\sigma_a - E \varepsilon_a)(\alpha \sigma_a - 2\sigma_a + \alpha E \varepsilon_a)}{2(1 - \alpha)^2 E} \quad (3.49)$$

ただし、 $\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_2$ 、 $\varepsilon_a = \varepsilon_1 - \varepsilon_2$

となり、 ΔW が既知であれば係数比 α は次式で求められる。

$$\alpha = \frac{2\Delta W E + \sigma_a^2 - 2E\sigma_a \varepsilon_a}{2\Delta W E - E^2 \varepsilon_a^2} \quad (3.50)$$

実験から得た応力ひずみ曲線から図 3.43 の ABCD に対応する領域の面積 ΔW を繰返し載荷の各半サイクル毎に求め、式 (3.50) から係数比 α を決定することにより載荷速度との関係を調べた。

実験データから得られた係数比 α とひずみ速度の関係を図 3.44 に示す。ひずみ速度の大きい部分でばらつきが大きい、ひずみ速度の増加に伴って係数比 α は大きくなり、塑性域における勾配が増加する傾向が見られる。図の各点から最小2乗近似によりひずみ速度との関係を求めると、

$$\text{引張側} \quad \alpha = 1.301 \times 10^{-2} + 3.923 \times 10^{-3} \log \dot{\varepsilon} \quad (3.51a)$$

$$\text{圧縮側} \quad \alpha = 2.022 \times 10^{-2} + 1.341 \times 10^{-2} \log |\dot{\varepsilon}| \quad (3.51b)$$

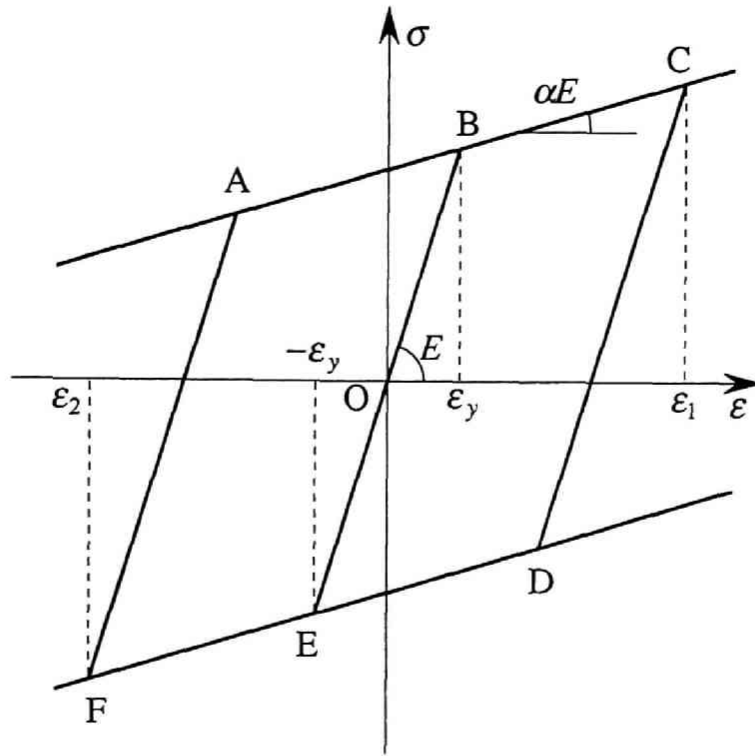


図 3.45 bi-linear 型応力-ひずみ履歴曲線

となる。また、引張・圧縮を区別せず全データでの関係を求めると、図 3.44 に実線で示す次式の関係が得られる。

$$\alpha = 1.818 \times 10^{-2} + 7.109 \times 10^{-3} \log|\dot{\epsilon}| \quad (3.52)$$

降伏点 σ_y と弾塑性係数比 α について式 (3.10)、(3.52) によりそれぞれひずみ速度との関係が得られており、これらの結果を踏まえて図 3.45 に示す一般的な bi-linear 型応力-ひずみ関係をひずみ速度の影響を含んだ形で表現することを試みる。

図 3.45 の各線は図中の記号を使うと次式で表現される。

$$\text{BE} \quad \sigma = E\epsilon \quad (-\epsilon_y \leq \epsilon \leq \epsilon_y) \quad (3.53 \text{ a})$$

$$\text{AC} \quad \sigma = \alpha E\epsilon + (1 - \alpha)E\epsilon_y \quad (\dot{\epsilon} > 0) \quad (3.53 \text{ b})$$

$$\text{CD} \quad \sigma = E\epsilon + (1 - \alpha)E(\epsilon_y - \epsilon_1) \quad (\epsilon_1 - 2\epsilon_y \leq \epsilon \leq \epsilon_1) \quad (3.53 \text{ c})$$

$$\text{DF} \quad \sigma = \alpha E\epsilon - (1 - \alpha)E\epsilon_y \quad (\dot{\epsilon} < 0) \quad (3.53 \text{ d})$$

$$\text{FA} \quad \sigma = E\epsilon - (1 - \alpha)E(\epsilon_y + \epsilon_2) \quad (\epsilon_2 \leq \epsilon \leq \epsilon_2 + 2\epsilon_y) \quad (3.53 \text{ e})$$

弾性係数 $E = 2100 \text{ tonf/cm}^2$ で一定とみなし、式 (3.53) の各係数に式 (3.10)、(3.52) の関係を代入する。さらに、応力度 σ 、ひずみ度 ε をそれぞれ静的載荷（ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_0 = 8 \times 10^{-3} \text{ \%/sec}$ ）による降伏点 $\sigma_{y_0} = 3.5995 \text{ tonf/cm}^2$ 、 $\varepsilon_{y_0} = 0.1714\%$ で無次元化すると、最終的にひずみ度 $\varepsilon_2 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_1$ の範囲で以下の無次元化された bi-linear 型応力度－ひずみ度関係を得る。

$$\text{BE} \quad \frac{\sigma}{\sigma_{y_0}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} \quad \left(-\bar{\varepsilon}_y \leq \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} \leq \bar{\varepsilon}_y \right) \quad (3.54a)$$

$$\text{AC} \quad \frac{\sigma}{\sigma_{y_0}} = C_1 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} + C_2 \quad (\dot{\varepsilon} > 0) \quad (3.54b)$$

$$\text{CD} \quad \frac{\sigma}{\sigma_{y_0}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} + C_2 + C_3 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{y_0}} \quad \left(-2\bar{\varepsilon}_y + C_4 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{y_0}} \leq \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} \leq \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{y_0}} \right) \quad (3.54c)$$

$$\text{DF} \quad \frac{\sigma}{\sigma_{y_0}} = C_1 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} - C_2 \quad (\dot{\varepsilon} < 0) \quad (3.54d)$$

$$\text{FA} \quad \frac{\sigma}{\sigma_{y_0}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} - C_2 + C_3 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{y_0}} \quad \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{y_0}} \leq \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{y_0}} \leq 2\bar{\varepsilon}_y + C_4 \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{y_0}} \right) \quad (3.54e)$$

ただし、

$$\bar{\varepsilon}_y = 1.017 + 5.307 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\varepsilon}| \quad (3.55a)$$

$$C_1 = 1.818 \times 10^{-2} + 7.109 \times 10^{-3} \log_{10} |\dot{\varepsilon}| \quad (3.55b)$$

$$C_2 = 1.082 + 4.427 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\varepsilon}| + 3.772 \times 10^{-4} (\log_{10} |\dot{\varepsilon}|)^2 \quad (3.55c)$$

$$C_3 = -9.814 \times 10^{-1} + 7.106 \times 10^{-3} \log_{10} |\dot{\varepsilon}| \quad (3.55d)$$

$$C_4 = 9.996 \times 10^{-1} \quad (3.55e)$$

式 (3.54)、(3.55) の関係を使い、ひずみ振幅 2.0%、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon} = 5, 15, 25, 35 \text{ \%/sec}$ の実験と同一条件で応力－ひずみ関係を図示すると図 3.46 を得る。ただし、この関係の適用範囲は静的載荷による降伏点が 3.6 tonf/cm^2 程度の SS400 鋼材でひずみ振幅 2% の定常履歴状態である。

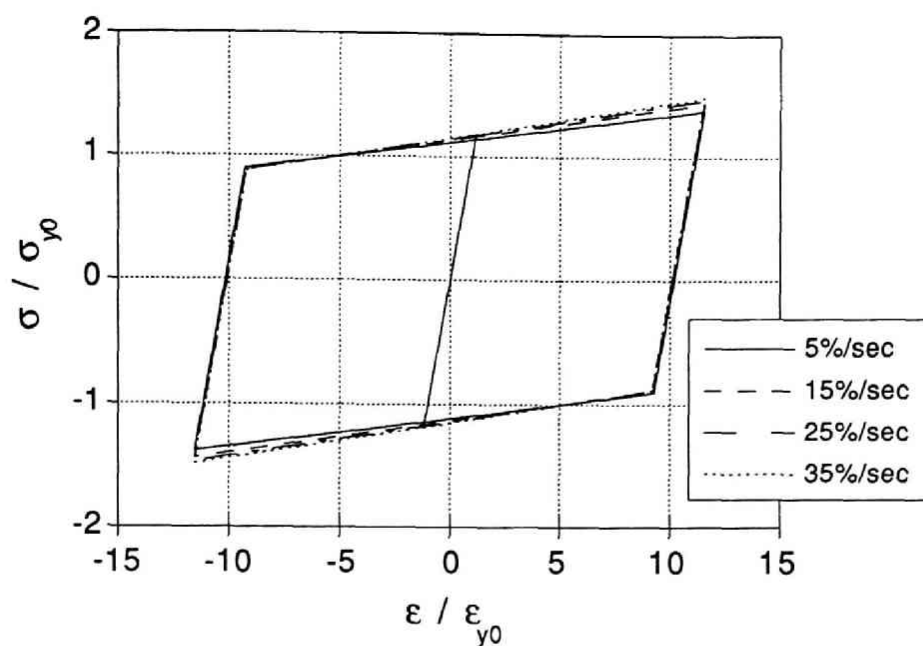


図 3.46 鋼素材の bi-linear 型無次元化応力度－ひずみ度関係

3.4.2 突合せ溶接接合部

突合せ溶接接合部の繰返し載荷実験から得たデータに基づいて、鋼素材と同様の手法により bi-linear 型の応力－ひずみ履歴曲線の定量的な表現を試みる。

実験結果を用いて式 (3.50) から得られる弾塑性係数比 α とひずみ速度との関係を図 3.47 に示す。図の各点から最小2乗近似によりひずみ速度との関係を求めると、

$$\text{引張側} \quad \alpha = 1.661 \times 10^{-2} + 3.084 \times 10^{-2} \log \dot{\epsilon} \quad (3.56a)$$

$$\text{圧縮側} \quad \alpha = 1.512 \times 10^{-2} + 5.932 \times 10^{-2} \log |\dot{\epsilon}| \quad (3.56b)$$

となる。また、引張・圧縮を区別せず全データでの関係を求めると、図 3.47 に実線で示す次式の関係が得られる。

$$\alpha = 2.685 \times 10^{-2} + 3.285 \times 10^{-2} \log |\dot{\epsilon}| \quad (3.57)$$

3.3.2. 項で述べたように溶接接合部試験体の塑性化は主に溶接部近傍の母材で進行するから、降伏点は鋼素材と同一とみなして式 (3.10) の値を用い、弾塑性係数比 α に式 (3.57) の値を用いると、式 (3.54) に示す無次元化 bi-linear 型応力－ひずみ関係を得ることができる。この式中の各係数は式 (3.58) で示される。

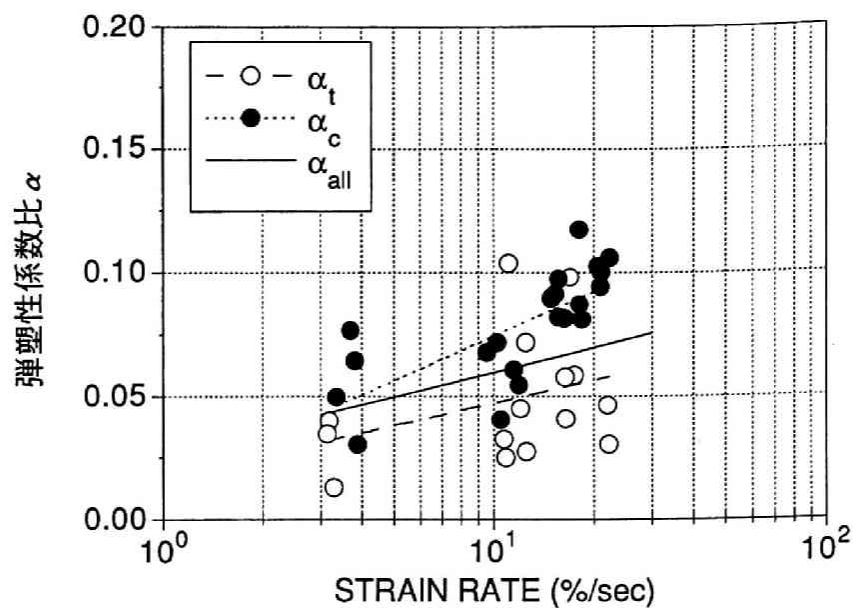


図 3.47 突合せ接合部の bi-linear 型履歴曲線における弾塑性係数比と載荷速度関係

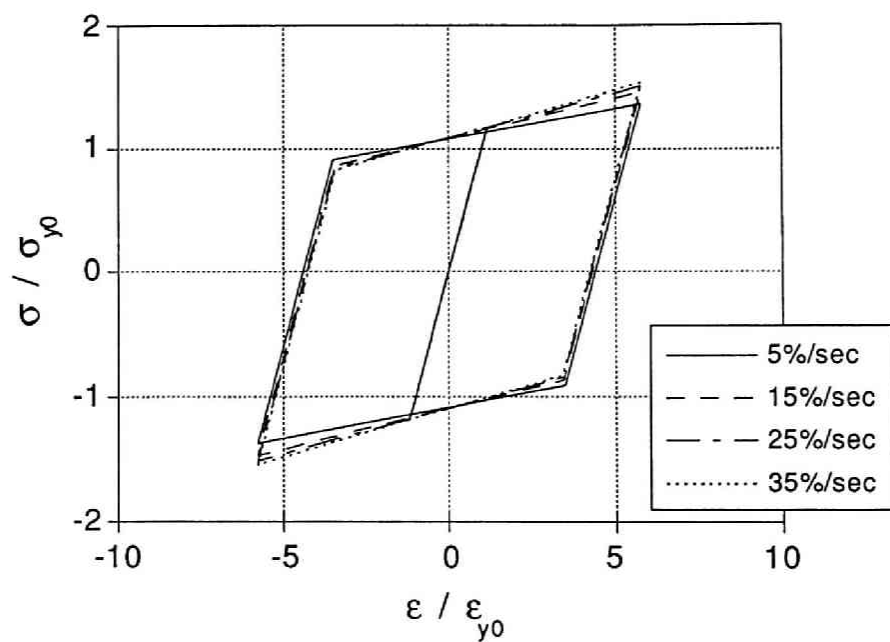


図 3.48 突合せ溶接接合部の bi-linear 型無次元化応力度-ひずみ度関係

$$\bar{\varepsilon}_y = 1.017 + 5.307 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\varepsilon}| \quad (3.58a)$$

$$C_1 = 2.685 \times 10^{-2} + 3.285 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\varepsilon}| \quad (3.58b)$$

$$C_2 = 1.072 + 1.545 \times 10^{-2} \log_{10} |\dot{\varepsilon}| + 1.743 \times 10^{-3} (\log_{10} |\dot{\varepsilon}|)^2 \quad (3.58c)$$

$$C_3 = -9.728 \times 10^{-1} + 3.284 \times 10^{-3} \log_{10} |\dot{\epsilon}| \quad (3.58d)$$

$$C_4 = 9.996 \times 10^{-1} \quad (3.58e)$$

式 (3.54)、(3.58) の関係を使い、ひずみ振幅 1.0%、ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 5, 15, 25, 35$ %/secの実験とほぼ同じ条件で応力度－ひずみ度関係を図示すると図 3.48 を得る。

3.4.3 高力ボルト摩擦接合部

繰返し載荷による実験結果から、3.3.3項で述べたように、摩擦限界を超える荷重を受けた場合の履歴曲線と載荷速度の関係は以下の点に要約できる。

1) 初すべり時の耐力は、摩擦限界荷重・すべり荷重とも載荷速度の増加に伴って低下し、特にすべり荷重にその傾向が顕著である。その低下量は式 (3.28)、(3.32)で載荷速度の影響を含めた形で表される。

2) 第 1 サイクル正負反転後では、耐力は初すべり時よりも小さく、後述の第 2 サイクルとほぼ中間の値を示す。いずれも載荷速度の増加に伴い低下するが、特に摩擦限界荷重の高速下における低下が顕著である。低下率は式 (3.36)、(3.38)で載荷速度の影響を含めた形で表される。

3) 第 2 サイクル以後の摩擦限界荷重・すべり荷重は、いずれの載荷速度でも第 1 サイクルより相対的に低下してほぼ定常状態とみなせる履歴曲線を描くが、低下率は載荷速度の影響を受ける。特に摩擦限界荷重は載荷速度が増加すれば低下率が大きくなり、また、すべり荷重に関しては載荷速度の影響は小さい。低下率は式 (3.37)、(3.39)で載荷速度の影響を含めた形で示される。

また、すべり終了後に支圧型の応力伝達機構に移行した後の挙動は母材の素材としての履歴挙動が反映されるから、ここでは摩擦接合部固有の履歴特性としてすべり領域の定式化を試みる。

定変位振幅下の履歴特性を載荷速度の影響を含めた形で定量化するにあたり、実験から得た履歴曲線ならびに前述の耐力と載荷速度の関係から、第 1 サイクル正載荷（引張）、同負載荷（圧縮）、第 2 サイクルの 3 種に分けて段階的に耐力低下し、第 2 サイクル以後は定常状態に達するものとみなすのが適当と考えられる。

また、履歴曲線の形状は、定常状態における変形量の大部分が板要素間のすべりによるものであるから、完全弾塑性型の荷重－変位関係に置き換え、サイクル数ならびに載荷速度により降伏点変動するものとして取り扱う。すなわち、初すべり

時以外は摩擦限界荷重とすべり荷重の差は全体の荷重履歴から考えて相対的に小さいためその差を無視し、これらの平均値を降伏耐力とみなし、降伏耐力に達した後の剛性は 0 とみなす。また、すべり終了後の最大振幅に近い領域での支圧型の応力伝達機構に変わることによる剛性の増加も無視する。

すべり発生前の初期剛性および除荷過程における剛性 K は載荷速度によらず一定であるとみなし、実験から得た荷重－変形関係の最小 2 乗近似値から、

$$K = 23.92 \text{ tonf/mm} \quad (3.59)$$

とする。次に、各サイクルにおける降伏点は以下の式で求められる。

第1サイクル正載荷では初すべり時の摩擦限界荷重を降伏耐力とみなすと、式 (3.28) から次式となる。

$$P_{y+1} = 6.454 - 9.616 \times 10^{-1} \log_{10} \dot{\delta} \quad (3.60)$$

第 1 サイクル負載荷では、摩擦限界荷重およびすべり耐力の平均値から次式となる。

$$P_{y-1} = 5.829 - 1.604 \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.61)$$

第 2 サイクル以後はサイクル数、正負の載荷方向によらず降伏点一定とみなす。式 (3.37)、(3.39) に示される摩擦限界荷重とすべり耐力の第 1 サイクルからの低下率の平均をとると、

$$\bar{P}_{y2} = 0.8504 - 0.2084 \log_{10} |\dot{\delta}| \quad (3.62)$$

となる。これに基準となる式 (3.60) の第 1 サイクルの降伏耐力を乗じることにより、第 2 サイクル以後の降伏点は次式となる。

$$P_{y2} = 5.488 - 2.163 \log_{10} |\dot{\delta}| + 2.004 \times 10^{-1} (\log_{10} |\dot{\delta}|)^2 \quad (3.63)$$

式 (3.59) ～ (3.63) に示す関係を用い、載荷速度 $\dot{\delta} = 5, 15, 25, 35 \text{ mm/sec}$ の場合についてそれぞれの履歴曲線を図示すれば、図 3.49 (第 1 サイクル)、図 3.50 (第 2 サイクル) となる。

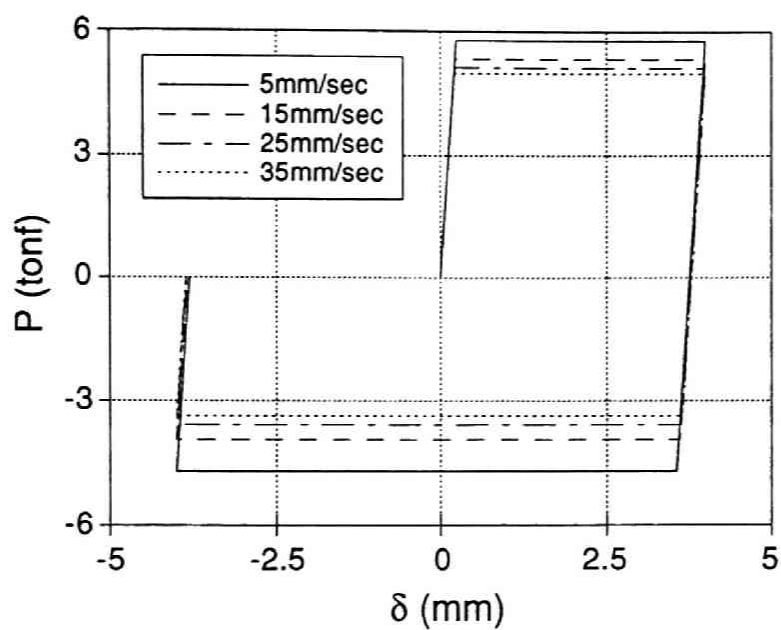


図 3.49 H.T.B.接合部の完全弾塑性型履歴モデルと載荷速度（第 1 サイクル）

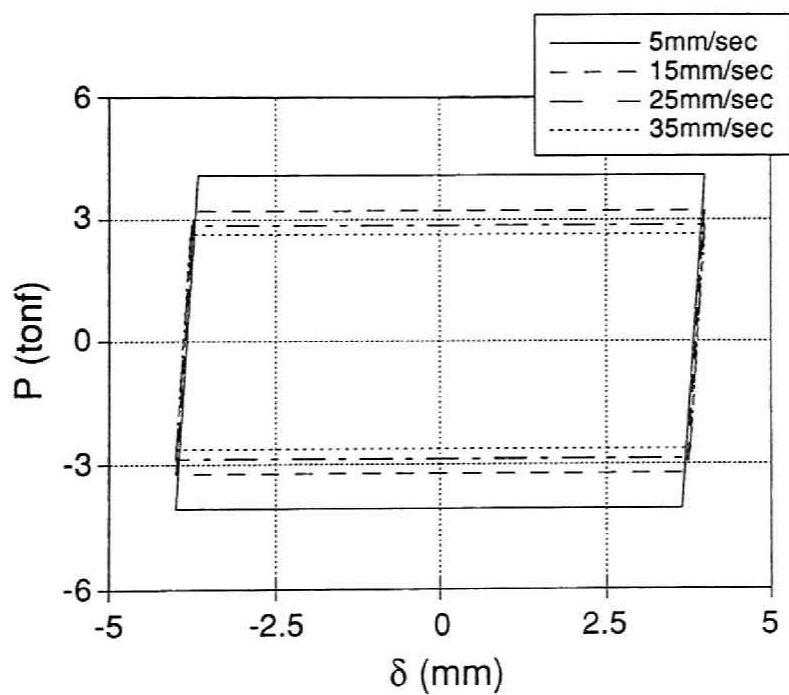


図 3.50 H.T.B.接合部の完全弾塑性型履歴モデルと載荷速度（第 2 サイクル）

3.4.4 中ボルトせん断型接合部

単調引張荷重時の最大降伏点は主に鋼材の降伏点と関連して決まるものと考えられる。載荷速度の影響を比較すれば、単調引張時の式 (3.40) の載荷速度の対数に掛かる係数は鋼素材の上降伏点の式 (3.1) の係数に近いことから、載荷速度の増加に伴う鋼素材の降伏点の上昇により、接合部の最大降伏点が上昇していることが明らかである。

しかし、繰返し載荷の履歴曲線を見ると、載荷速度の大きさに関わらず履歴曲線は同じ形状を示しており、図 3.42 に示すとおり載荷速度の影響はほとんど見られない。従って、中ボルトによる接合部のすべり発生域での復元力特性は載荷速度によらず一定と考えることができる。

3.5 結論

高速で繰返し荷重を受ける鋼構造接合部の復元力特性に対する載荷速度の影響を調べるために約 5 ～ 35 %/sec (ボルト接合部は約 5 ～ 35 mm/sec) の載荷速度による高速載荷実験を行った。鋼素材、突合せ溶接接合部、高力ボルト摩擦接合部、中ボルトせん断型接合部を対象とする実験の結果に対して詳細な検討を加え、明らかになった点をまとめると以下の通りである。

1. 鋼素材 (SS400鋼)

単調引張荷重下では、載荷速度の増加に伴い、特に上下降伏点、引張強度の上昇が顕著である。実験から得たひずみ速度との関係は式 (3.7)、(3.8)、(3.9) に示される。

定ひずみ振幅 (約 2 %) での繰返し載荷による復元力特性では、初載荷時の降伏点には単調載荷と同様の顕著なひずみ速度効果が見られる。その後の繰返し載荷による定常状態での復元力特性を bi-linear 型履歴曲線で表現すれば、塑性域の勾配がひずみ速度の増加に伴い上昇する傾向が見られる。この履歴曲線は載荷速度の影響を含めて、式 (3.54)、(3.55) で示される。

塑性域での勾配の上昇に伴い、ひずみ速度が増大すれば同じひずみ履歴を受けた場合でも応力度は上昇するが、本実験のひずみ振幅程度であれば上昇度は小さく、履歴吸収エネルギーに対するひずみ速度の影響は極めて小さいと見ることができよう。ひずみ硬化が現われる程度のひずみ振幅では応力度の上昇が顕著になることも

予想されるが、降伏棚域程度のひずみ振幅では鋼架構の挙動に及ぼすひずみ速度効果は小さいと考えられる。

2. 突合せ溶接接合部 (SS400鋼)

突合せ溶接接合部近傍の母材で主な塑性化が進行するため、耐力上のひずみ速度効果は鋼素材に近い傾向を示す。

単調引張荷重下では、降伏点、引張強度に対するひずみ速度効果が顕著であり、実験から得たひずみ速度との関係は式 (3.13)、(3.14)、(3.15) に示される。

定ひずみ振幅 (約 1%) での繰返し復元力特性も鋼素材に近い傾向が見られる。溶接部近傍について定常状態の履歴曲線をbi-linear 型で表現すれば、式 (3.54)、(3.58) で表現され、鋼素材と比較して塑性域の勾配はわずかに大きい傾向が見られる。

3. 高力ボルト摩擦接合部

被接合材板要素の降伏が先行し、続いて摩擦接合部のすべりが生じる設計の 2 面せん断型継手について、単調引張荷重下では載荷速度の増加に伴い摩擦限界がわずかに低下する傾向が見られた。実験から得た載荷速度との関係は式 (3.18) に示されるが、ばらつきが大きく、本実験からは初すべり時の耐力は載荷速度の影響を顕著に受けるとは結論づけることはできない。

すべり耐力を超える繰返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接合部の復元力特性は、主にすべり耐力の変化が大きく影響する。繰返し数と共にすべり耐力は低下し、第 2 ～ 3 サイクルではほぼ定常の履歴曲線を描く。載荷速度の影響はこのすべり耐力とその低下率にあらわれており、実験から式 (3.36) ～ (3.39) に示す関係が得られた。

すべり耐力の低下と載荷速度の影響を考慮に入れ、完全弾塑性型の履歴曲線で復元力特性を表現すれば、式 (3.59) ～ (3.63) で表現される。第 2 ～ 3 サイクル以後の定常状態におけるすべり耐力は、初すべり時と比較して最大 1/2 程度にまで低下し、載荷速度が増大するほど低下率は大きくなる。

従って、低層のブレース付きラーメン架構やトラス架構などの、地震時などに比較的載荷速度の影響を受けやすいと考えられる架構では、高力ボルト接合部のすべり耐力の低下に伴い、架構のエネルギー吸収能力などが低下することが予想される。

4. 中ボルトせん断型接合部

被接合材板要素の降伏が先行し、ボルト軸部は降伏しない設計のめっき中ボルトによる 2 面せん断型接合部については、載荷速度の増大に伴って単調引張載荷による最大降伏点が上昇し、実験から式 (3.40) に示す載荷速度との関係が得られた。

繰返し载荷による履歴曲線では、ボルト軸部と板要素の間の支圧部分の塑性変形量に相当する振幅ですべりが生じ、このすべり領域での復元力特性は载荷速度の影響を受けない。

これらの結果から、鋼構造に一般的に採用されている各種接合形式では、接合部の応力伝達方法の違いによって载荷速度の影響を受ける力学的特性も種々異なることが明らかである。鋼素材はひずみ速度効果により応力上昇し、設計上、安全側の影響を及ぼすと考えられているが、接合部については必ずしも安全側とは限らない。

主な接合方法のひとつとして広く普及している高力ボルト摩擦接合部では、むしろ繰返しに伴う耐力低下が顕著になり、架構の安全上、不利になることも予想される。

本実験では対象とする接合形式が限られており、実験数も少ないことから、定量的な表現による結果に対する信頼性は低いと考えられる。溶接接合部では、被接合材の板厚や接合部位により溶接熱影響の作用の仕方はさまざまに変化する。また、高力ボルト摩擦接合部については、実際の架構に使用される状況ではボルト本数が多い点や、また、ボルト軸部の破断、板要素の軸部降伏、はしあき部降伏、などさまざまな破壊形式が考えられる点から、ディテールの違いにより载荷速度の影響も異なる様相を示すことが予想される。

同じ接合方法によっても、このようなディテールの違いによる力学的性状は異なり、今後、さらに詳細な検討が必要と考えられる。また、接合部の力学的特性が载荷速度の影響を受けて変化した場合の、架構全体の性状に及ぼす影響を明らかにすることも今後の重要な課題であると考えられる。

第3章 参考文献

- [1] 藤本盛久・難波恒夫・中込忠男・佐々木聡：地震力を受ける単一山形鋼筋かいの高速引張実験（その1 地震時の衝撃的過荷重による鋼筋かいの破断に関する実験的研究）、日本建築学会構造系論文報告集、第389号、pp.32-41、1988年7月。
- [2] Parviz Soroushian, Ki-Bong Choi : Steel Mechanical Properties at Different Strain Rates, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.113, No.4, pp.663-672, 1987.
- [3] 岩井哲・吉田望・中村武・若林實：構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究（その1 コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす載荷速度の影響）、日本建築学会論文報告集、第314号、pp.102-111、1982年4月。
- [4] 青木博文・加藤勉・難波恒夫・佐藤亘宏：変断面鋼板引張材の変形能力に及ぼす試験温度・ひずみ速度の影響、日本建築学会論文報告集、第322号、pp.11-19、1982年12月。
- [5] 榊本勉・竹内守・加藤良一・土本凱士・宮下克彦：高圧配管用炭素鋼管材の高速引張変形挙動、第1回材料の衝撃問題シンポジウム、pp.37-40、同、高圧配管用炭素鋼管材の高速引張実験、同、pp.41-44、1983年12月
- [6] 桑村仁・前田孝一：低YR高張力鋼の機械的性質に及ぼす歪速度の影響、日本建築学会構造工学論文集、Vol.36B、pp.385-397、1990年3月。
- [7] Kuo-Chun Chang, George C. Lee : Strain Rate Effect on Structural Steel under Cyclic Loading, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.113, No.9, pp.1292-1301, 1987.
- [8] 渡辺啓行：軟鋼の動的弾塑性復元力特性、土木学会論文報告集、第182号、pp.1-18、1970年10月。
- [9] 若林實・中村武・岩井哲・渡辺幸広：構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究（その2）、日本建築学会近畿支部研究報告集、第21号構造系、pp.489-492、1981年6月。
- [10] Robert D. Hanson : Comparison of Static and Dynamic Hysteresis Curves, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.92, No.5, pp.87-113, 1966.
- [11] Amin M. Almuti, Robert D. Hanson : Static and Dynamic Cyclic Yielding of Steel Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.99, No.6, pp.1273-1285, 1973.
- [12] K. Udagawa, K. Takanashi, B. Kato : Effects of Displacement Rates on the Behavior of Steel Beams and Composite Beams, Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.VI, 177-184, 1984.
- [13] 増田匡・中島正愛：鉄骨部材の復元力特性に及ぼす載荷速度の影響、第8回日本地震工学シンポジウム1990、Vol.2、pp.1389-1394、1990年12月。

- [14] 最相元雄・千馬一哉：鋼部材の動的復元力に関する実験的研究、その1 静的
載荷実験と動的載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.685-686、同
、その2 静的復元力と動的復元力、同、pp.687-688、1985年10月。
- [15] 若林實・藤原悌三・中村武・林康裕・斎藤哲郎：鋼 3 層骨組の地震時挙動に
関する実験的研究（その1 実験結果）、日本建築学会近畿支部研究報告集
第24号、pp.457-460、同、その2 ひずみ速度の影響の評価と解析結果、同、pp.
461-464、1984年6月。
- [16] 金夢潔・甲津功夫・浜根潤也・篠原祥：振動台を用いた鋼梁降伏型模型骨組
の破壊実験、第6回日本地震工学シンポジウム、pp.705-712、1982年12月。
- [17] 金夢潔・甲津功夫・藤村和男・篠原祥・木上貴夫：高速載荷時の鋼構造接合
部の力学的挙動に関する実験的研究（その1 鋼素材、突合せ溶接接合部、高
力ボルト摩擦接合部の載荷実験）、日本建築学会構造系論文報告集、第359号、
pp.84-92、1986年1月。
- [18] 同：同（その2 めっき処理を施した鋼素材、突合せ溶接接合部、中ボルトせん断型接合部の載荷実験）、日本建築学会構造系論文報告集、第369号、
pp.70-78、1986年11月。
- [19] 同：同（その3 載荷速度の影響を考慮した接合部の力学的特性）、日本建築
学会構造系論文報告集、第399号、pp.27-36、1989年5月。
- [20] 藤村和男：京都大学工学博士学位論文「塔状鋼構造物の設計法の合理化に関
する実験的研究」、1988年6月。
- [21] 沼田明樹：すべり荷重を上回る動的繰返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接
合部のボルト軸力低下特性、日本建築学会論文報告集、第324号、pp.63-72、
1983年2月。
- [22] 沼田明樹：すべり荷重を上回る動的繰返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接
合部の摩擦係数変動特性、日本建築学会論文報告集、第341号、pp.37-45、
1984年7月。
- [23] 日本建築学会編：高力ボルト接合設計施工指針 1993年改訂版、1993年。
- [24] 日本建築学会編：鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説、1990年。
- [25] 飯田国広・井上肇・小林佑規・宮本武：歪制御低サイクル疲労における歪波
形の影響、日本造船学会論文集、第125号、pp.217-225、1969年6月。
- [26] 藤本盛久・難波恒夫：高速変形を受ける鋼部材の変形能力に関する実験、日
本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、pp.1129-1130、1980年9月。
- [27] Theodore Nicholas, A. M. Rajendran : Material Characterization at High Strain Rates,
High Velocity Impact Dynamics /edited by Jonas A. Zukas, John Wiley & Sons, Inc.,
pp.127-296, 1990.

第4章

塔状鋼管トラス架構の静力学的特性

4.1 序論

4.1.1 研究目的

前章までに、一般的な鋼構造建築物と異なる塔状鋼構造物固有の構造的特徴を踏まえ、主に地震などの動的荷重下における力学的性状を明らかにする目的で、高さ方向の質量分布や塔体部に取り付けられる付属物（送電鉄塔の架渉線）の動的応答に対する影響、接合部の復元力特性に及ぼす載荷速度の影響、などを調べ、塔状鋼構造物の基本的な力学的特性を把握する上で重要な問題点を明らかにした。

特に、振動型の違いにより地震層せん断力係数の分布が頂部で大きくなる点や、鉄塔－架渉線連成系の地震応答が単独鉄塔のそれよりも大きくなる点などは、一般的な鋼構造建築物と同様のモデル化による取り扱いでは見過ごされてしまう危険性を持っている。現に、最近の国内における大地震でも建築物の屋上部に設置された塔状構造物が頂部で破壊される実被害などが報告されており、これは設計地震荷重の評価のためのモデルが適切ではないことが原因の一つと考えられる。

また、仮にこれらの問題点がクリアされたとしても、設計時の予測を超える過大な応答が生じた場合に、一般的な鋼構造建築物と比較して架構の変形性能が十分に確保されていないために、倒壊などの重大な損傷を被ることが多い点もこれらの塔状鋼構造物の問題点としてあげらる。例えば、1991年の台風19号では、送電鉄塔な

どの塔状鋼構造物で倒壊あるいは部分的崩壊などの重大な被害が多数発生したが、その被害数は一般建築構造物よりもはるかに多く数十基程度に達した。このような被害の直接の原因は設計風速を大幅に超える強風によるものであるが、一般建築物では大半が屋根仕上げ材などの部分的被害にとどまり構造体の重大な被害が少ないのに対して、塔状鋼構造物では架構の変形性能が低いことにより倒壊などの被害が甚大となっている点は否めない。このような設計荷重を超える過大な荷重を受けた場合に特に重大な被害を受ける事例が多く見られるのは塔状トラス架構である。

実在する塔状構造物は表 0.1 に示した構造物の用途や適用される基準に関わらず、いずれの分類にもダブルワレン形式のトラス架構が広く採用されている。その理由は、用途上、居住空間としての機能がほとんど要求されないものが多く、塔体部は支持構造物としての機能に徹すればよいことから、構造体重量を軽減し、かつ高い弾性剛性を確保できる構造形式として認められていることによる。特に塔高数十m以上の比較的規模が大きい鉄塔では主要部材に円形鋼管が使用されるものが多い。また、構造材は全て防錆のために溶融亜鉛めっき処理を施される場合が多く、接合部はめっきボルト接合（特にせん断ボルト）が多用され、主柱材継手はフランジ継手、斜材端部は種々の形状のガセットプレートを介してボルト接合される点が特徴となる。本章ではこのようなダブルワレン形式の塔状鋼管トラス架構を対象とする。

これらの構造物に適用される設計基準は建築・電気・土木の3種に分類されるが、いずれの基準においても降伏耐力、座屈耐力を評価の基準とする許容応力度設計が中心であり、特に電気・土木工作物の扱いとなる場合は降伏後の崩壊過程までは設計上考慮されていない場合が多い（例えば文献[1]）。また、一般建築物に対してはいわゆる新耐震基準の施行以来、終局強度設計の考えを取り入れた設計基準が適用されているが、建築に分類される工作物についても、トラス構造物についてはラーメン構造などと同等の変形性能を期待できないことから弾性設計にとどめられることが多い。

例えば、鋼構造限界状態設計基準（案）[2]では、終局限界状態設計のために弾性解析か塑性解析かの解析方法ならびに構造特性係数を決定するための構造区分を設けているが、トラス形式の構造は解析方法として弾性解析を用い、しかも接合部の構造規定も省略される S-IV に分類されている。あるいは、主体骨組のはりがトラス形式で柱が充腹材の構造物についても、骨組の終局限界状態が柱の終局限界耐力によって決まる場合以外は同様の扱いとするよう規定されている。

このように、従来からトラス形式の構造は非弾性領域まで考慮した設計はなされ

ていないため、前述の通り、極めてまれではあるが荷重が設計基準を超えた場合にどの程度の損害に到るのか、全く評価されていないのが現状である。一般的な建築物で終局強度設計を行う目的は人命にかかわる被害を防ぐことにあるが、このような観点から見れば、大半の塔状構造物は産業施設であるから仮に倒壊などの被害を受けても直接人命にかかわる可能性は低い。しかし、その用途は通信・電力・放送などの社会生活の基盤をなすものであり、今日の社会の依存性はますます高まってきていることから、ひとつの構造物の損傷はそれにとどまらず広範囲に被害を及ぼすことになる。従って、このような被害をより合理的な設計で低減する必要性があり、そのための手法のひとつとして終局強度設計の適用性を検討することが重要であると考えられる。

これまでにトラス形式の架構に終局強度設計が適用されていない理由のひとつに、骨組の変形性能が低く、部材もしくは骨組の座屈発生以後の耐力に期待できない点が挙げられる。既往のトラス架構に関する研究は主に座屈などの耐力評価に力点がおかれており、鋼構造建築物に採用されるトラスはりなどでは変形性能にまで言及した研究も見られるが、特に塔状トラス架構については変形性能に着目した研究は極めて少ない。

これは架構の耐力が主要部材の座屈により決定されるものの、特に水平荷重の作用方向によって個材の応力分担率が変化し、立体的な挙動を把握することが要求されたため、その後の応力の再配分や変形能力の評価が難しくなることによる。図4.1は、水平荷重の水平面内作用方向を変化させたときの、支柱材4本とダブルワレン形式の斜材からなる塔状トラスの各部材負担軸力の変化を弾性立体解析により求めた例である。例えば、支柱材では対角方向(45°)で最外縁部材の負担が最大となり、斜材では構面方向(0°)で構面内部材の負担が最大となる、などの相違が見られる。このように部材毎に負担軸力と作用方向の関係は異なり、弾性範囲内では作用方向に関わらず同一の剛性を持つ架構であるが、座屈後挙動は荷重の作用方向の影響が大きく関係することが予想される。

このような観点から、本章では塔状鋼構造物の代表的な架構形式である冷間成形鋼管から成るダブルワレン型のトラス骨組を対象とし、特に塔状鋼構造物に水平荷重が作用したときの変形性能に着目して、部分架構を用いた静的載荷実験から静力学的特性を明らかにすることを目的とする。そのために、試験体架構はできる限り実大に近いスケールで製作し、水平荷重の作用方向や鉛直荷重の影響などの荷重条件を種々変化させた実験を行った。

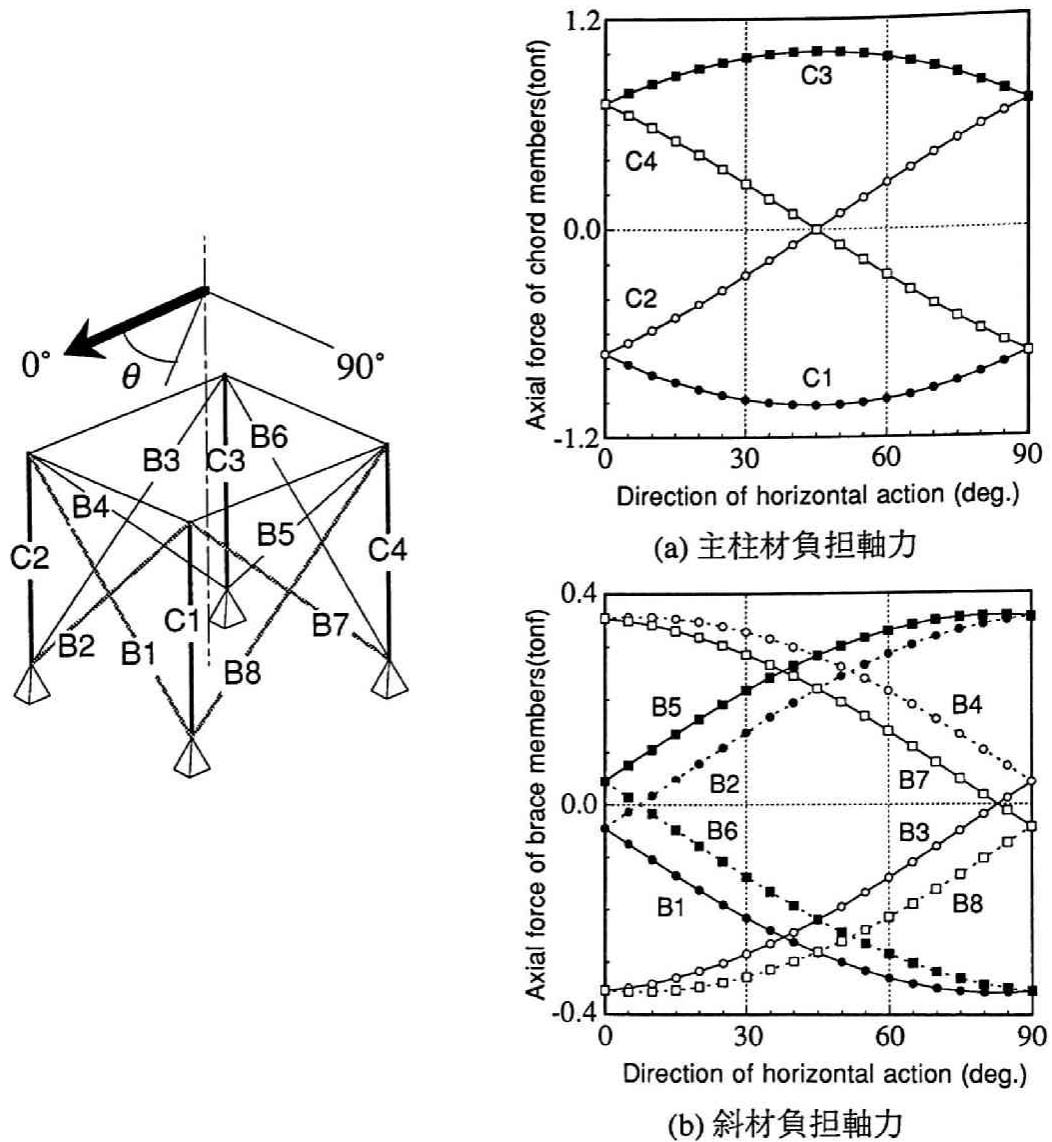


図 4.1 水平荷重の作用方向による部材軸力の変化

4.1.2 既往の研究

トラス形式の骨組もしくは部材の静力学的特性に関する研究の歴史は古く、19世紀中頃、木橋トラスとして普及していたものが錬鉄あるいは軟鋼製のトラス橋へと移行する時期にクレモナ法などのトラス設計用の実用計算法が開発されて以来、急速な発展を遂げている。特に橋梁などの土木構造物を対象に、座屈を中心とする耐力評価を目的とするものが多い。

建築構造物の領域では、新耐震基準への移行を期に、耐震性を評価するための基礎となる復元力特性や変形性能に着目した研究が増えている。一般建築骨組の中で

使用されるトラスはり、大スパン架構に適用される1方向・2方向・立体などのトラスを対象に、材料特性、接合部の耐力などを考慮した座屈耐力・座屈後の復元力特性、変形性能を対象とする研究が多いのが、近年の特徴である。

例えば、鉄骨トラスはりを対象とする最近の研究として、鈴木・小河らによる一方向大スパン架構を対象とする一連のトラスばりの実験的研究があげられる。その中で、鋼管立体トラスばりを対象にねじれ挙動がはりの変形・耐力に及ぼす影響を調べた曲げねじれ実験 [3]、山形鋼およびT形鋼平面トラスばりを対象に個材・はりの構面外座屈、個材の構面内座屈の2種の破壊形式それぞれについての耐力と塑性変形性状を調べた実験 [4]、鋼管・山形鋼平面トラスばりと充腹柱からなるラーメン架構を対象に特定の破壊形式の下での復元力特性を調べた実験 [5]、などを通して、横座屈、全体座屈などの脆性的な破壊形式を避け、個材の損傷が骨組全体の変形性能の急激な低下を招きにくいトラス結構の形状や、構造特性係数の評価方法に関する提案を行っている。特に、多様な部材断面やトラス形式を復元力特性の観点から論じている点が特徴である。

松井・河野らは対象を鋼管の平面トラス柱またはトラスばりに限定し、柱部材としての曲げねじれ座屈 [6,8]、はり部材としての横座屈 [7] の耐力評価を実験および解析的に調べている。特に、鋼管部材は他の開断面と比較してねじり剛性が高いこと、接合部は溶接接合によるため鋼管の径厚比が大きい場合に接合部の局所的な変形によって半剛接合となること、接合部の溶接による残留応力の影響、などの溶接鋼管トラス固有の問題点を考慮した研究を行っている。いずれも現行の設計基準等に考慮されていない問題であり、既往の設計式の適応性等について考察したものである。

黒羽・小川ら [9~13] も冷間成形円形鋼管を溶接接合により組み立てた平面トラスの実験的研究を行っている。特に、鋼管材は他の形鋼と製造工程が異なるために材料特性が異なる点を考慮して鋼管部材の座屈耐力および履歴挙動、トラスばりの個材の座屈長さや座屈強度、溶接による分岐継手の挙動、などを一連の研究の中で詳細に論じている。

また、和田 [14] らは複層立体トラスを対象に、材料非線形、幾何学的非線形を考慮した上で単純化されたモデルを用いて崩壊までの終局挙動を追跡できる解析手法の提案を行っている。

これらは、いずれも建築構造物の範疇に入るトラス構造であるが、塔状トラス骨組を対象とした研究としては、鈴木・佐藤らによるボルト接合された鋼管トラスによる送電鉄塔を対象とする研究があげられる。

文献 [15] では、鉄塔脚部の三角錐体架構では個材の座屈に先行して全体座屈が発

生しやすい点に着目し、比較的柱材の細長比が小さい脚部架構を対象に座屈耐力試験と非線形座屈解析を行い、座屈耐力や座屈モードと斜材剛性の関係を示している。さらに塔体部骨組の座屈耐力に関する研究として、主に風荷重を想定した水平加力実験を行い、細長比の小さい柱材で座屈が先行する場合に圧縮部材の付加曲げモーメントが座屈耐力及び座屈後の応力支配分に及ぼす影響 [16]、端部がせん断ボルトで接合された斜材で座屈が先行する場合の接合部の材端拘束効果や偏心曲げモーメントが座屈耐力に及ぼす影響など [17] についてそれぞれ報告している。また、文献 [18] では地震時などの振動エネルギー吸収能力に関連した研究として、大振幅領域でせん断ボルト接合部にすべり変形が顕著に生じるため骨組の減衰特性が変化する点に注目し、静的載荷実験、自由減衰振動実験、非線形動的応答解析の結果からすべり変形が減衰特性に及ぼす影響を調べている。一連の研究では、全て実大の塔状トラス骨組を用いた載荷実験を行っており、送電鉄塔固有の問題点を取り上げて実設計への適用性を考慮した評価方法を提案している点が特徴である。

また、五十嵐・井上らはガセットプレートを介して溶接接合された鋼管トラス鉄塔を対象に水平荷重下に座屈耐力および座屈後の復元力特性を調べる目的で実験ならびに解析的研究を行っている。ここでは平面および立体の塔体 3 パネル分の試験体を用いて単調および繰返し載荷実験を行い、特に補剛材として用いられる水平材が最大耐力ならびに座屈後の性能に寄与する効果があることを示している [19]。また、平面トラスおよび立体トラスの構面对角方向にそれぞれ水平荷重を作用させたときの復元力特性を、一般化塑性ヒンジ法を用いた非線形解析により求め実験値との比較を行い、座屈による非線形性の強い変形挙動を概ね追跡できることを示している [20,21]。

このように、一般建築構造物に関連するトラス架構については、変形性能に着目した研究が見られるが、塔状トラス架構に関しては、座屈などの耐力評価に焦点を当てた研究が多いのが現状である。

4.2 実験概要

対象とする構造形式は、最も基本的な形式の一つと考えられる、4本の支柱材とダブルワレン形式の斜材から構成される塔状トラス構造で、無線・送電などの産業施設の中でも比較的大規模な物件に多く採用されている円形鋼管部材をせん断ボルトにより接合した形式である。

脚部の三角錐型架構部や送電鉄塔の腕金部などを取り除いた塔体部の力学的性状を調べることを目的とし、試験体は塔体部から 2 パネル分のみを取り出した形状にした。部材は全て STK400 級の冷間成形による円形鋼管であるが、部材の接合方法、主柱材の開角（傾斜）の有無、水平材の有無、主要な部材の細長比を骨組の実験パラメータとして取り上げた。

主に地震あるいは風による水平荷重を繰返し受けた状態を想定した荷重条件としており、主構面に対する水平力の作用方向および柱部材の長期軸力も荷重条件のパラメータとしている。

4.2.1 試験体

試験体は 1 パネルの高さ及び主柱材材軸間距離がいずれも 1200mm の場合を基準として、上下に 2 パネルから構成されるダブルワレン形式の塔状立体架構で、これは塔高 100m 程度の大規模鉄塔の数分の一程度、中小規模の上部架構の実大程度の大きさに相当する。使用材料は鋼管は全て JIS の STK400、接合プレートには SS400 の規格品を用いている。また、全て表 4.2 に示す条件で溶融亜鉛めっきを施した。

(1) 試験体の基本形状

試験体はその結構形式で分類すれば以下の A ～ C の 3 タイプに大別される。

・タイプ A（図 4.2）

4 本の主柱材は開角が 0 で各々平行に配置され、1 パネルの高さ及び主柱材材軸間距離はいずれも 1200mm で、斜材が主柱材に対して 45° の角度で取付く。

・タイプ B（図 4.3）

タイプ A を基本に、主柱材に 1/11.25 の勾配の開角を持たせたものである。主柱材材軸間距離は柱脚部側で 1200mm、柱頭側で 800mm とし、斜材は塔体軸に対して 45° の角度で取付けられ、パネル高さは下パネルが 1220mm、上パネルが 980mm となる。

・タイプ C（図 4.4）

主柱材および斜材の配置はタイプ B に同じでパネル中間に水平材を加えた。水平材断面は斜材に同じである。

試験体名称の先頭にはこの 3 種の結構形式を区別する A、B、C を付して区別する。

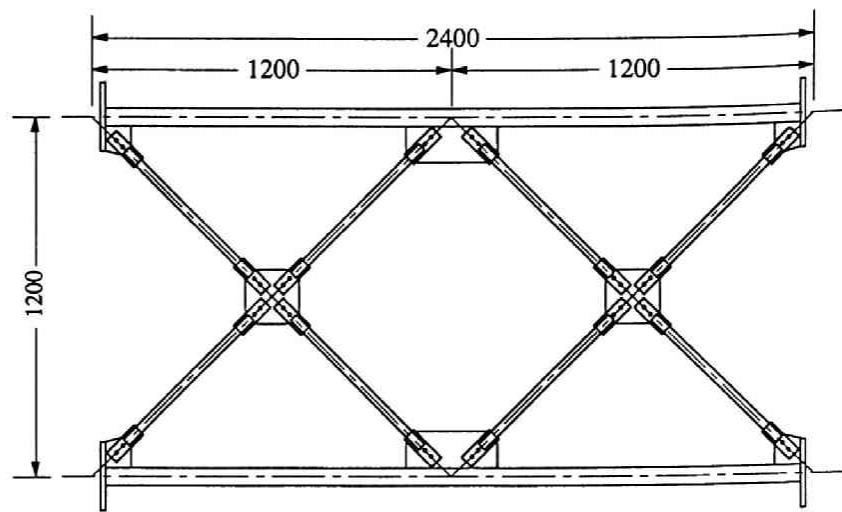


図 4.2 タイプ A 試験体 (単位:mm)

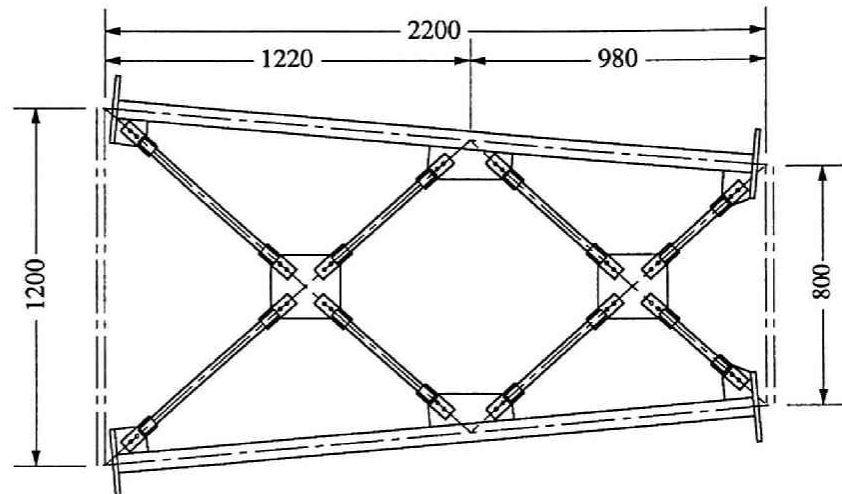


図 4.3 タイプ B 試験体 (単位:mm)

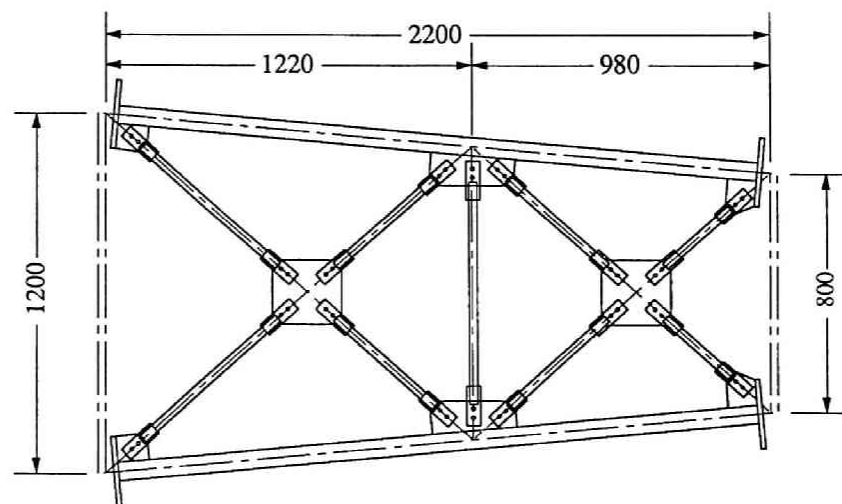


図 4.4 タイプ C 試験体 (単位:mm)

表 4.2 溶融亜鉛めっき処理条件

手順	名称	条件
前処理	脱脂	オルケイ酸ソーダ+カ性ソーダ 80℃×60分
	水洗	
	酸洗	塩酸 20℃×60分
	水洗	
めっき条件	フラックス処理	塩化亜鉛+塩化アンモニウム 50℃×2分
	乾燥	
めっき条件	部材の初温	室温
	亜鉛浴温度	456℃
	浸漬速度	5500±50 mm/分
	浸漬角度	15±0.5℃
	浸漬時間	2分
温水処理	部材の初温	亜鉛浴温- α
	温水温度	62℃
	浸漬速度	11000±100mm/分
	浸漬角度	15±0.5℃

(2) 接合部詳細

いずれのタイプの試験体も接合部に集まる支柱材、斜材の材軸は 1 点で交叉させて偏心を避けている。

また、斜材が交叉する接合部は、実架構では一方の斜材が接合部を貫通する 1 本の部品として製作され、直交する他の 2 本の斜材はガセットプレートを通じて貫通する斜材に接合されるような接合形式が一般的である。しかし、試験体では各斜材の材端における境界条件を同一にするため、4 本の斜材が集中する接合部では 1 枚のガセットプレートにそれぞれ同一継手形式の斜材が接合される形状にした。

継手形状は、斜材およびタイプ C の水平材端部に板厚 3.2mm の鋼板を用いた U 字継手を設け、これを板厚 6.0mm ガセットプレートに接合する方法を採用した。

対象架構ではせん断ボルト接合が一般的であるが、ボルトのすべりが変形性状に及ぼす影響を調べるために、結構形式上のパラメータのひとつとして、部材間接合を溶接接合によるものとせん断型ボルト接合によるものの 2 種類を用意した。ガセットプレートと端部 U 字プレートの接合は、すみ肉溶接によるもの（図 4.5）、M12 亜鉛メッキ普通ボルト 2 本によるもの（図 4.6）の 2 種類である。試験体名称の 2 文字目にはこの接合形式を識別するため、ボルト接合タイプには B、溶接接合タイプには W の符号を付けて区別した。

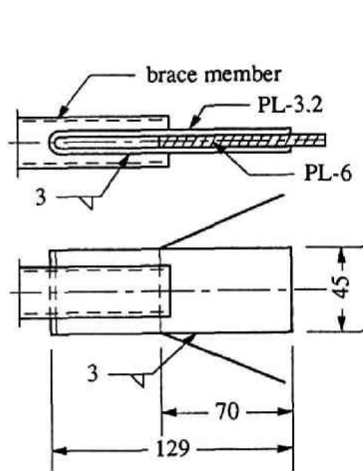


図 4.5 溶接接合部詳細

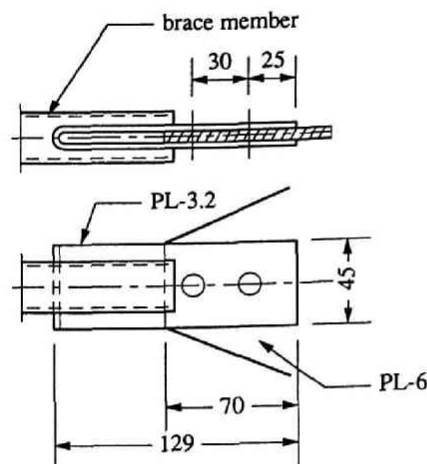


図 4.6 せん断型ボルト接合部詳細

接合部の U 字プレート、ガセットプレート、すみ肉溶接部およびボルトは全て被接合部材の引張降伏に先行して降伏しない設計とした。なお、載荷後の試験体状況を観察しても溶接部、ボルトには損傷は見られず、斜材の曲げ座屈発生に伴って U 字プレートおよびガセットプレートに面外曲げが認められただけである。

なお、溶接接合部を採用した試験体はタイプ A についてのみ製作し、また製作上の理由により溶融亜鉛めっき処理は行っていない。

(3) 部材断面と細長比

塔状トラス構造物の実設計から数十m 以上の規模の鉄塔で STK400 鋼管を用いた十数例について両端ピン接合としたときの各部材の細長比を調べたところ、公称降伏耐力による限界細長比 $\lambda = 120$ に対して個材の細長比は主柱材が $\lambda = 30 \sim 60$ 、斜材が $\lambda = 50 \sim 110$ 程度の範囲であった。試験体の部材断面寸法の決定においてはこれらの値を参考にし、主柱材は $\phi 60.5 \times 2.3$ 、斜材は $\phi 27.2 \times 2.3$ を基準とした。

節点間距離を座屈長さにとったときの各部材の細長比を公称断面寸法から計算すると、主柱材ではタイプ A が $\lambda = 58.25$ 、タイプ B 及び C が $\lambda = 59.22$ 、斜材ではタイプ A が $\lambda = 96.42$ 、タイプ B 及び C の最も材長の長い部材が $\lambda = 102.27$ であり、主柱材の細長比が比較的小さい物件が多い。各部材を両端ピン接合されたトラス架構と仮定し、断面性能および材料特性に規格公称値を用いて、試験体柱頭に構面平行方向の水平力を作用させたときの応力を弾性解析で求めた結果によると、全て斜材が主柱材に先行して座屈する設計となっている。

主柱材・斜材の細長比をパラメータとした実験を行うため、上記以外の断面の組み合わせによる試験体をタイプ A について別に製作した。使用した断面は、主柱材に $\phi 76.3 \times 2.8$ 、斜材に $\phi 21.7 \times 2.0$ 、 $\phi 34.0 \times 2.3$ である。これらの試験体名称は先頭 A の後に斜材の外径寸法を付けて区別し、A21、A27、A34 とした。タイプ A 試験体との相違点は次の通りである。すなわち、A21 は斜材の細長比をさらに大きく $\lambda = 121.22$ で限界細長比程度とした、斜材座屈先行型架構である。A27 は主柱材に $\phi 76.3 \times 2.8$ を用いて細長比を小さく $\lambda = 46.15$ とした斜材座屈先行型架構である。また、A34 は斜材に $\phi 34.0 \times 2.3$ を使用して細長比を小さく $\lambda = 75.76$ とした主柱材座屈先行型架構である。

4.2.2 載荷方法

実験に用いた載荷装置に試験体（タイプ A）をセットした状態を図 4.7 に示す。

試験体は柱脚側 4 点でピン支持され、架構全体としては横向きのカンチレバー形式で支持されている。反力壁に設置された反力フレーム上にピン治具を取付け、試験体主柱材端部に溶接したベースプレートとピン治具を高力ボルトで締め付けることにより接合されている。

試験体支持部のピン治具には図 4.8 に示す球面軸受を用いて 3 方向の回転に対する拘束を取り除いている。これは、本実験の目的が塔状構造物の塔体部の挙動を調べることにより、支点の回転を拘束することにより、柱脚部側における部材座屈後の挙動が拘束されるのを防ぐためである。また、支持点において部材軸の偏心が生じないように、主柱材・斜材の材軸が交叉する位置に支持点ピン軸を配置した。

主柱材の他端には支持点側と同様の 3 方向回転自由なピン治具を取り付け、その先端に載荷用フレームを取付けている。試験体への載荷はこの載荷用フレームを介して油圧ジャッキにより行った。

載荷方向は、塔体部に水平荷重ならびに鉛直荷重が作用した状態を考え、水平力は試験体頂部でトラス構面に平行な方向と、構面と 45° の角度をなす対角方向の 2 通りの載荷ができるようにした。

水平力載荷にはストローク 30cm、容量 100ton の油圧ジャッキを用い、載荷用フレーム中央部のピン治具を介して荷重を作用させた。図 4.7 は構面平行方向載荷時、セットアップ状況を示しており、対角方向載荷時は油圧ジャッキは固定して試験体を塔体軸回りに 45° 回転させることによって載荷方向を変更している。

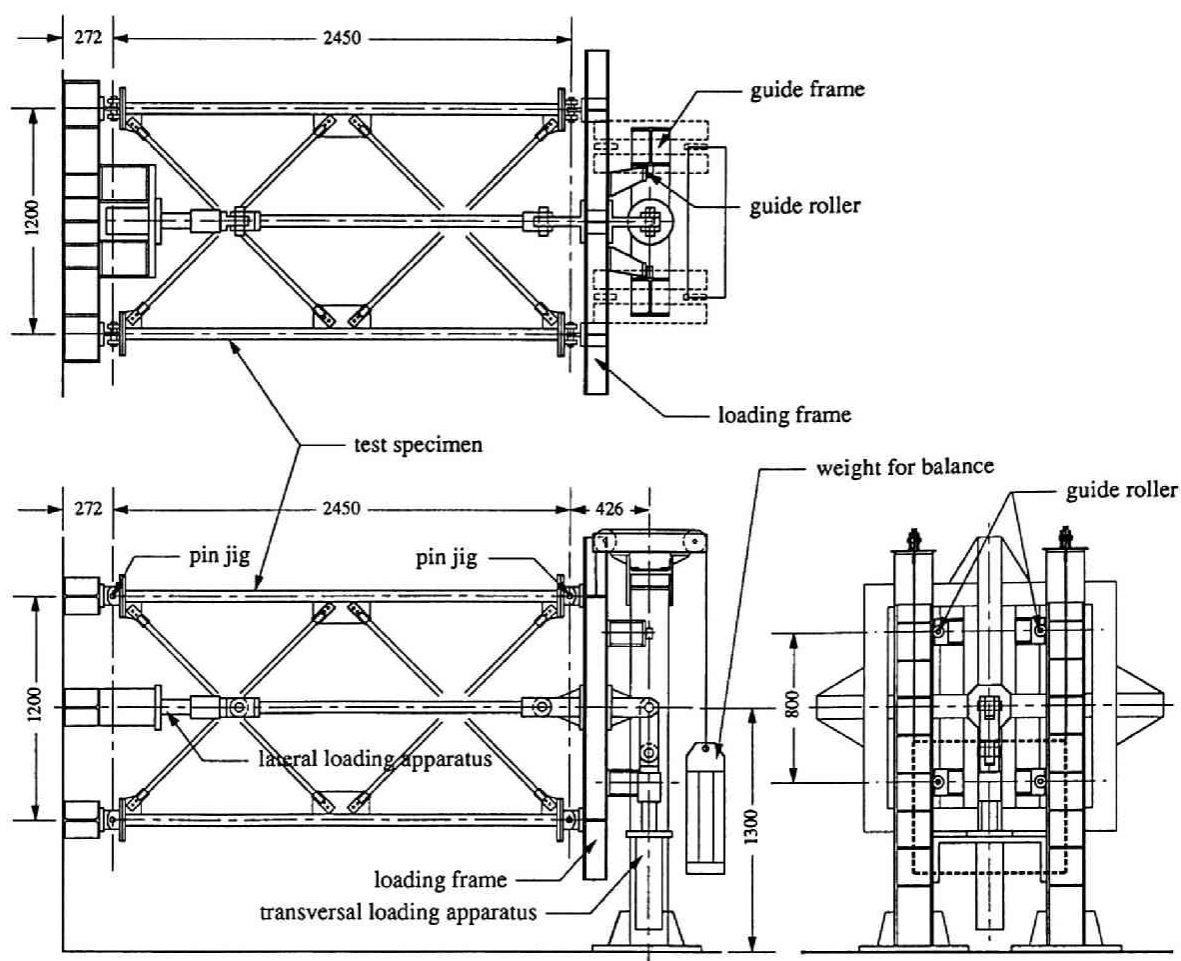


図 4.7 載荷装置セットアップ (単位 : mm)

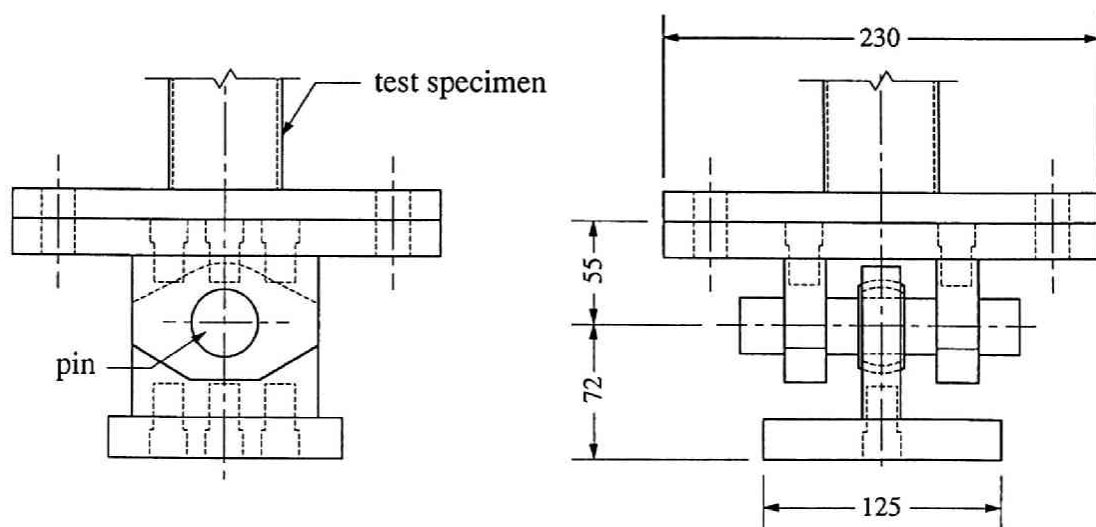


図 4.8 主柱材端部ピン支持部詳細 (単位 : mm)

試験体毎の水平力の作用方向を区別するため、名称の末尾に 0 または 45 の構面からの載荷方向角度を示す数値を付けており、末尾が 0 は構面平行方向、末尾が 45 は対角方向の載荷を示す。

載荷フレームに取付けた4個のガイドローラーとこれを挟むガイドフレームによって、載荷フレームの横移動ならびにねじり変形を拘束している。試験体の変形に対する拘束は支持側、載荷側各 4 点のピン支持部だけであり、その他の中間部は全く拘束を受けない状態にしている。

鉛直荷重の載荷には、反力壁に取り付けたストローク 15cm、容量 100ton の油圧ジャッキを用い、ロッドを介して試験体頂部の載荷用フレームに一定の引張力を作用させ、頂部の水平移動に追随しながら主柱材に一定の圧縮軸力を作用させるようにした。作用させた軸力レベルは、軸力なしの場合と主柱材の公称降伏軸力 N_y の 0.2 倍および 0.4 倍の 3 種類の条件を採用した。これは、同一の架構が、塔体部全体の頂部、中間部、脚部に使用された場合に、それぞれ上部架構重量の違いによって初期導入軸力が異なることを想定したものである。試験体毎の軸力レベルの識別には、名称の 4 文字目以降にそれぞれ 0A（軸力なし）、2A（降伏軸力の 0.2 倍）、4A（降伏軸力の 0.4 倍）の記号を付けて示している。

自由端側に取り付けた載荷用フレームの重量（約200kg）が、カンチレバー形式で支持した試験体頂部に水平力として付加されるのを防ぐために、載荷フレームと同重量のおもりをワイヤーで連結し、ガイドフレーム上端部の滑車にかけて両者をバランスさせている。従って、載荷前の試験体には約 100kg の自重だけが作用することになるが、この値は試験体の剛性・強度から考えて、ほとんど無視して差し支えないと考えられる。

各試験体に作用させた水平力は単調載荷、正負漸増繰返し載荷の 2 種類の載荷パターンでそれぞれ崩壊とみなせる状態に至るまで載荷した。正負漸増繰返し載荷の場合には、最危険部材の座屈が予想される荷重の 1/4 程度の荷重を繰返して第 1 サイクルとし、第 2 サイクル以後は順次第 1 サイクルの整数倍の変位に達するまで載荷して荷重方向を反転させた。本論文では、水平載荷用油圧ジャッキの鉛直上向きの載荷を正載荷、反対方向を負載荷と称することとし、最初の個材座屈は正載荷時に発生させ、座屈発生後、復元力の上昇が見られなくなる状態で載荷を終了した。

なお、載荷は静的状態と考えられる程度に載荷速度を低くして行った。

4.2.3 計測方法

実験中の計測項目は載荷荷重、試験体各部の変形量、主要部材各部のひずみ量であり、載荷途中で適当な時間間隔で載荷を止めて計測した。荷重計及び載荷点の変位計からの出力は動歪計を介して電磁比例弁を用いた変位制御型電動油圧ユニットのコントローラーに入力し、油圧ジャッキの制御を行って載荷した。他の変位及び歪は多点式デジタル静歪計測器に出力した。油圧ユニットのコントローラー及び計測器は全て計測用コンピューターにより制御し、全てのデータはデジタル量に変換してコンピューターの外部記憶装置に収録した。

(1) 載荷荷重

油圧ジャッキと載荷フレームの間にピンを介して取付けた荷重計により載荷荷重を測定した。水平荷重と鉛直荷重の2種類である。

(2) 試験体変位

試験体全体の変形性状を把握するため図4.9に示す位置に変位形を取り付け、図中の矢印に示す方向の変位を計測した。図中の①で載荷点の載荷方向変位を、②で載荷フレームの回転角を、③で各支柱材の上下パネルの水平方向に相当する変位を測定した。

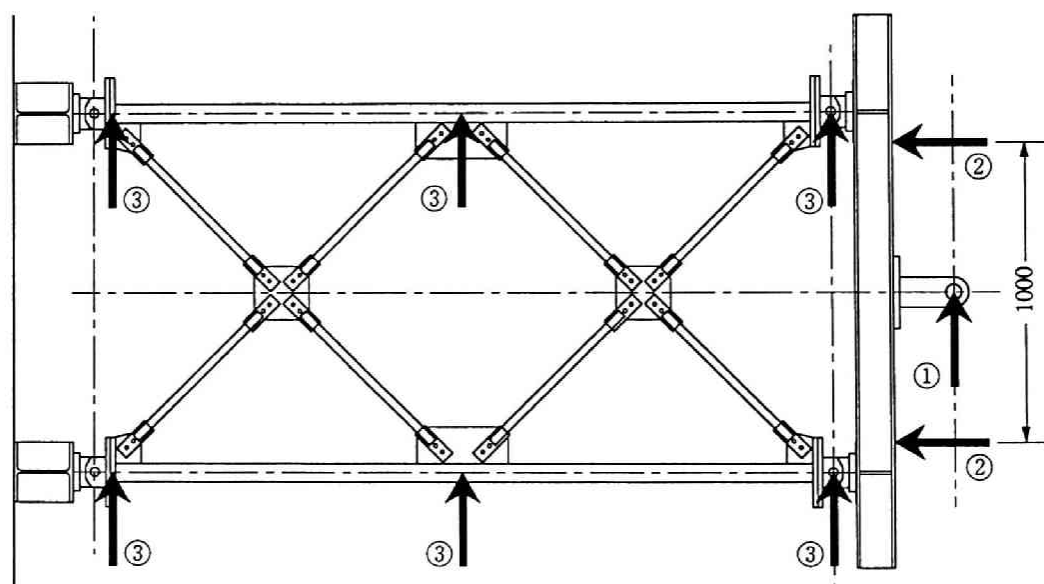


図 4.9 変位計測定位置 (単位: mm)

(3) 部材変形及び歪

下パネルの支柱材及び斜材を中心に、正載荷時に早期の座屈発生が予想される部材について、材軸方向の伸び変形量を測定した。また各部材の長さ方向中間部に抵

抗線歪ゲージを貼付して歪量を測定した。特に座屈発生が予想される部材については、断面の周長を 4 等分する位置に 4 枚のゲージを貼付し、歪の軸方向成分と曲げ成分を分離検出できるようにした。

4.2.4 試験体一覧

前項までに説明したとおり、実験に供した試験体には以下の 5 つの条件が実験パラメータとなっており、番号順に各符号を並べて試験体名称とした。

(1) トラス結構形式（主柱材開角、水平材の有無、部材細長比）

- A タイプ A（主柱材 $\phi 60.5 \times 2.3$, $\lambda=58.25$ ・斜材 $\phi 27.2 \times 2.3$, $\lambda=96.42$ ）
- B タイプ B（主柱材 $\phi 60.5 \times 2.3$, $\lambda=59.22$, 開角あり・斜材 $\phi 27.2 \times 2.3$, $\lambda=96.42$ ）
- C タイプ C（主柱材・斜材は B に同じ・水平材 $\phi 27.2 \times 2.3$ ）
- A21 タイプ A（主柱材 $\phi 60.5 \times 2.3$, $\lambda=58.25$ ・斜材 $\phi 21.7 \times 2.0$, $\lambda=121.22$ ）
- A27 タイプ A（主柱材 $\phi 76.3 \times 2.8$, $\lambda=46.15$ ・斜材 $\phi 27.2 \times 2.3$, $\lambda=96.42$ ）
- A34 タイプ A（主柱材 $\phi 60.5 \times 2.3$, $\lambda=58.25$ ・斜材 $\phi 34.0 \times 2.3$, $\lambda=75.76$ ）

(2) 部材接合形式

- W 溶接接合部（黒皮）
- B セン断ボルト接合部（溶融亜鉛めっき処理）

(3) 水平力載荷条件

- M 単調載荷
- C 正負漸増繰返し載荷

(4) 主柱材導入軸力

- 0A 軸力なし
- 2A 降伏軸力の 0.2 倍
- 4A 降伏軸力の 0.4 倍

(5) 水平力載荷方向

- 0 構面平行方向
- 45 対角方向

以上のパラメータの組み合わせによる試験体は総数 36 体あり、各名称と実験パラメータを表 4.3 にまとめて示す。

表 4.3 塔状トラス塔体部試験体一覧

No.	試験体名	主柱材	斜材	水平材	柱開角	接合形式	水平荷重	鉛直荷重
1	AWM0A0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	—	0	溶接	構面平行	0
2	AWC0A0	〃	〃	—	0	〃	〃	0
3	AWM4A0	〃	〃	—	0	〃	〃	0.4Ny
4	AWC4A0	〃	〃	—	0	〃	〃	0.4Ny
5	ABM0A0	〃	〃	—	0	ボルト	〃	0
6	ABC0A0	〃	〃	—	0	〃	〃	0
7	ABM4A0	〃	〃	—	0	〃	〃	0.4Ny
8	ABC4A0	〃	〃	—	0	〃	〃	0.4Ny
9	BBM0A0	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0
10	BBC0A0	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0
11	BBM4A0	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.4Ny
12	BBC4A0	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.4Ny
13	BBM2A0	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.2Ny
14	BBC2A0	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.2Ny
15	BBM0A45	〃	〃	—	1/11.25	〃	対角方向	0
16	BBC0A45	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0
17	BBM4A45	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.4Ny
18	BBC4A45	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.4Ny
19	BBM2A45	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.2Ny
20	BBC2A45	〃	〃	—	1/11.25	〃	〃	0.2Ny
21	CBM0A0	〃	〃	$\phi 27.2 \times 2.3$	1/11.25	〃	〃	0
22	CBC0A0	〃	〃	〃	1/11.25	〃	〃	0
23	CBM0A45	〃	〃	〃	1/11.25	〃	〃	0
24	CBC0A45	〃	〃	〃	1/11.25	〃	〃	0
25	A27BC0A0	$\phi 76.3 \times 2.8$	$\phi 27.2 \times 2.3$	—	0	〃	構面平行	0
26	A34BC0A0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 34.0 \times 2.3$	—	0	〃	〃	0
27	A21BC0A0	〃	$\phi 21.7 \times 2.0$	—	0	〃	〃	0
28	A27BC4A0	$\phi 76.3 \times 2.8$	$\phi 27.2 \times 2.3$	—	0	〃	〃	0.4Ny
29	A34BC4A0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 34.0 \times 2.3$	—	0	〃	〃	0.4Ny
30	A21BC4A0	〃	$\phi 21.7 \times 2.0$	—	0	〃	〃	0.4Ny
31	A27BC0A45	$\phi 76.3 \times 2.8$	$\phi 27.2 \times 2.3$	—	0	〃	対角方向	0
32	A34BC0A45	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 34.0 \times 2.3$	—	0	〃	〃	0
33	A21BC0A45	〃	$\phi 21.7 \times 2.0$	—	0	〃	〃	0
34	A27BC4A45	$\phi 76.3 \times 2.8$	$\phi 27.2 \times 2.3$	—	0	〃	〃	0.4Ny
35	A34BC4A45	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 34.0 \times 2.3$	—	0	〃	〃	0.4Ny
36	A21BC4A45	〃	$\phi 21.7 \times 2.0$	—	0	〃	〃	0.4Ny

4.3 塔状鋼管トラス架構の変形性能

以下に、実験から得られた水平載荷荷重－頂部水平変位関係に基づいて、各試験体の崩壊過程、復元力特性に関する特徴について説明する。試験体架構の主な損傷は圧縮力が作用する斜材および主柱材の曲げ座屈によるものである。部材接合部の溶接部、ボルトにおける損傷や接合部の大きな塑性変形などは全ての試験体で見られなかった。

以下に示す荷重－変形関係の図中には、

上パネル 斜材座屈：UB、主柱材座屈：UC

下パネル 斜材座屈：LB、主柱材座屈：LC

の符号を付けて座屈発生点を示す。座屈発生点は、部材周囲に貼付した 4 枚のひずみゲージによるひずみ量の変化と試験体の目視観察によるものである。

4.3.1 溶接接合部を有する架構（タイプ AW、構面平行方向載荷実験）

図 4.10 にタイプ A 溶接接合試験体による構面平行方向載荷実験から得た荷重－変形関係を示す。図 4.10(a) は単調載荷による結果を示すもので、主柱材の降伏軸力比 0 の場合（図中の細線）、軸力比 0.4（図中の太線）の場合のいずれも、下パネル斜材の座屈が先行し、続いて圧縮側主柱材の座屈が発生して最大耐力点付近で座屈が顕著になり復元力が低下する、という履歴を描く。柱軸力比が 0.4 の場合は、軸力のない場合と比較して最大耐力が 23% の低下となり、最大耐力に達した後の復元力低下も大きい。

図 4.10(b)、(c)に繰返し載荷による荷重－変形関係を示す。荷重の正負反転時に変位で約 4mm のすべりがみられるが、これは載荷装置のピン治具のずれによるもので、試験体は溶接接合されているため試験体の変形に起因するものではない。

軸力比 0 の場合（図 4.10(b)）は、載荷軸面内の 2 つの構面で下パネルの斜材の座屈が発生し、最大荷重に達した後の顕著な斜材座屈により復元力は低下する。次サイクルの正方向載荷時に上パネルの斜材座屈により復元力の極大値に達し、続く負方向載荷時に 2 つの構面の下パネル圧縮側主柱材・斜材がほぼ同時に座屈し負荷側での復元力も低下する。

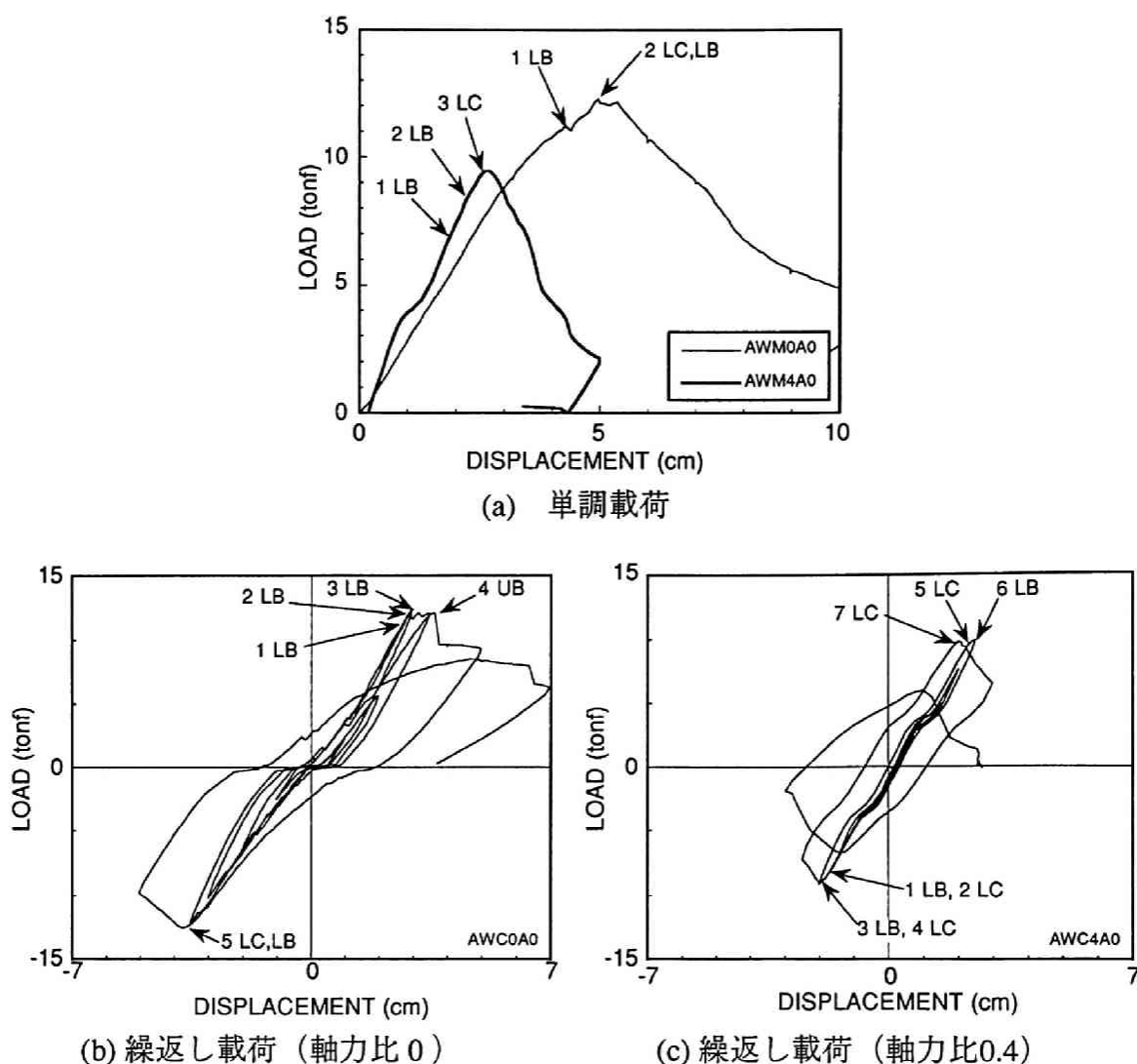


図 4.10 タイプA（溶接接合）構面平行方向載荷による荷重－変形関係

主柱材降伏軸力比 0.4 の場合（図 4.10(c)）も、下パネルの斜材、圧縮側主柱材に順次座屈が発生し、若干の復元力上昇後、急激な耐力低下を生じる。正負反転後の次サイクルで下パネル圧縮側主柱材、斜材に座屈が発生し、若干の復元力上昇後、最大耐力に達した。その後のサイクルでは著しい復元力の低下が見られる。柱軸力の有無による最大耐力の差は、軸力比 0.4 の場合に軸力のない場合と比較して 21% の低下となる。

単調載荷、繰返し載荷のいずれにおいても崩壊に到るまでの部材の座屈発生順序などは同じであるが、主柱材軸力が大きい場合には最大耐力に達した後の復元力低下が大きく、特に繰返しによる劣化が著しい。

4.3.2 ボルト接合部を有する架構 (タイプ AB、構面平行方向載荷実験)

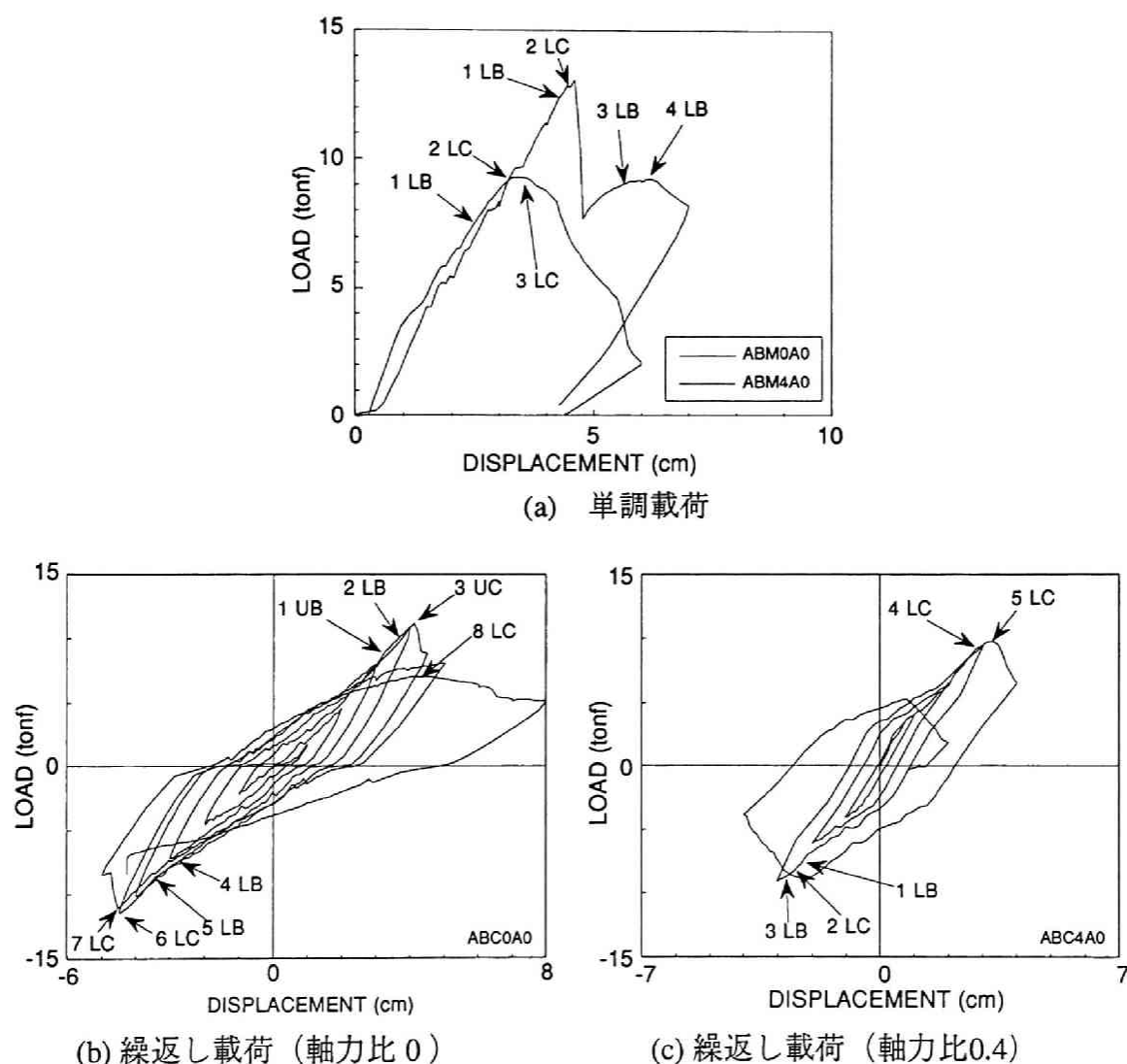


図 4.11 タイプ A (ボルト接合) 構面平行方向載荷による荷重－変形関係

前述の溶接接合試験体 4 体とそれぞれ同一の条件にし、接合部をボルト接合とした試験体の荷重－変形関係を図 4.11(a)～(c) に示す。

図 4.11(a) に示す単調載荷実験では、初期弾性域の荷重 4～10 tonf 程度の領域でボルト接合部に衝撃音を伴う滑りが発生し、荷重変形曲線は階段状の小さなずれを含むため、架構全体の平均的な剛性が低下したのと同様の影響が現れる。

軸力比 0 の場合 (図中の細線) では下パネル斜材、主柱材の順に顕著な座屈が発生した後に最大耐力に達し、その後復元力は約 60% 程度まで急激な低下を示した。その後、応力の再配分により復元力は若干上昇するが、残る健全な斜材に座屈が進

展し、全ての斜材に座屈が発生して崩壊に到る。軸力比 0.4 の場合（図中太線）も、同様の崩壊過程を経るが、最大耐力は 30% 近くの低下を示す。

図 4.11(b)、(c) には繰返し載荷による荷重－変形関係を示す。単調載荷時と同様に荷重±8 tonf 程度まではボルトすべりによるずれが大きく、履歴曲線には細かな凹凸が多数見られる。平均的な弾性剛性は溶接接合と比較すれば低下するが、座屈発生までの履歴曲線の形状は紡錘形で、履歴によるエネルギー吸収を期待できる形状を示す。

軸力比 0 の場合（図 4.11(b)）は、下パネル斜材、上パネル斜材の順に座屈が発生し、最大耐力に達した後に復元力の急激な低下を示す。正負反転後、別の下パネル斜材、支柱材に順次座屈が発生し、次サイクルでもう一方の下パネル支柱材が座屈して崩壊に到る。荷重反転後もさらに下パネル支柱材の座屈が新たに発生し、さらに復元力は低下した。

軸力比 0.4 の場合（図 4.11(c)）は、下パネルの斜材、圧縮側支柱材 2 本、の座屈が順次発生し、正負反転後、下パネル斜材および全ての支柱材の座屈が起こり、わずかな耐力上昇後、最大耐力に達して崩壊した。以後のサイクルでは支柱材の座屈による曲げがさらに進展して復元力は急激に低下した。

溶接接合とボルト接合の接合形式の違いによる影響は、復元力特性に対して、主に座屈発生点以下の弾性領域における架構剛性に現れている。

4.3.3 支柱材開角を有する架構（タイプ B、構面平行方向載荷実験）

支柱材に開角（勾配 1/11.25）があるタイプ B 試験体の構面平行方向載荷による結果を図 4.12(a)～(d) に示す。

図 4.12(a) は単調載荷実験の結果で、支柱材の軸力比が 0、0.2、0.4 の 3 通りについて荷重－変形関係を示す。本試験体はいずれもボルト接合形式であり、タイプ A と同様に初期の弾性領域でボルトすべりによる剛性の低下が見られる。すべりの発生する荷重は支柱材導入軸力が大きいほど高くなる傾向にあるが、これは、鉛直荷重の載荷により接合部を含めて各部材に圧縮プレストレスが導入されたことによると考えられる。すべり終了後 3 体の試験体は同じ水平剛性を示している。

崩壊に到る過程は支柱材軸力の大きさによらずほぼ共通しており、下パネル斜材の座屈に続いて圧縮側支柱材に座屈が発生し、最大耐力に達する。最大荷重後の復元力の低下は急激で、一気に崩壊に到るのが特徴である。

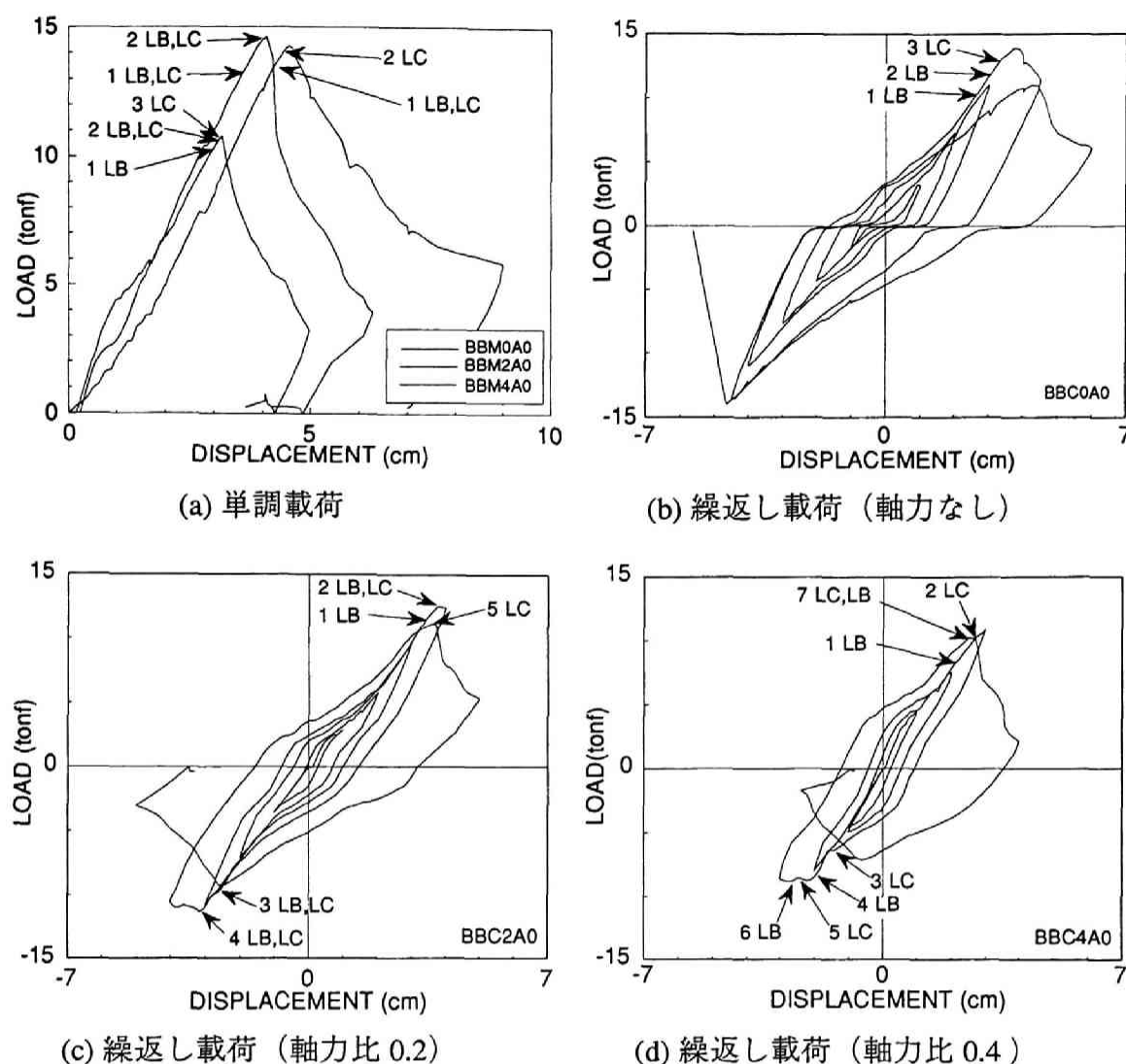


図 4.12 タイプ B 試験体の構面平行方向載荷による荷重－変形関係

タイプ B 試験体は前述のタイプ A と比較して下パネル主柱材の細長比が大きく、斜材と主柱材の座屈がほぼ同時に発生する傾向があり、最初の個材座屈発生から最大耐力までの復元力の差が比較的小いことがこの理由であると考えられる。

また、主柱材の降伏軸力比 0.4 程度の圧縮軸力を作用させた場合、主柱材は座屈発生後に曲げ変形が促進され、架構のその後の耐力上昇や変形性能が相当低下する傾向が見られる。これは、タイプ B の試験体に限らず全般に共通する特徴である。

図 4.12(b)～(d) に繰返し載荷による荷重－変形関係を示す。初期弾性域でのボルト接合部のすべり、斜材・主柱材の座屈発生時期、最大耐力後の変形性能、主柱材の降伏軸力比、などに単調載荷時と同様の傾向がみられる。特に下パネル主柱材座屈後の復元力特性の低下は急激で架構の履歴吸収エネルギーの低下も著しく、主柱材の降伏軸力比が大きい場合には履歴曲線は復元力・変形量ともに低下が著しい。

4.3.4 対角方向水平力を受ける架構 (タイプB、対角方向載荷実験)

前項と同じタイプB試験体に対角方向の水平力を載荷した場合の荷重－変形関係を図4.13(a)～(d)に示す。

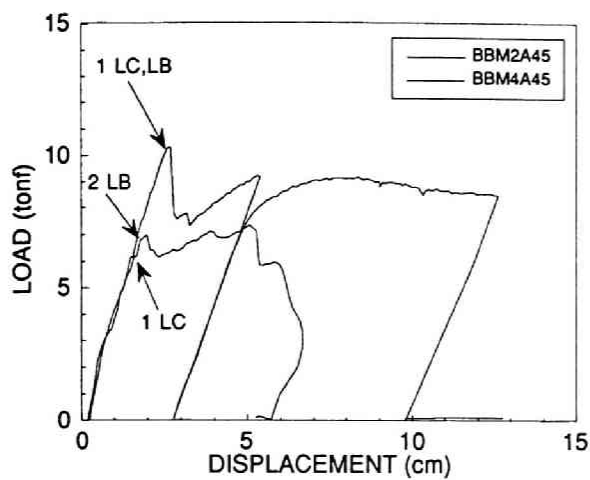
図4.13(a)は単調載荷実験の結果で、鉛直荷重による主柱材の降伏軸力比が0.2、0.4の場合の荷重－変形関係を示す。個材の座屈発生までの初期剛性は構面方向載荷時とはほぼ同じであり、水平力3～6tonf程度の範囲にボルトすべりの影響がみられる。

最初の座屈は下パネル圧縮側主柱材で発生し、主柱材の柱脚側1/3～1/4の位置に顕著な曲げ変形が観察され、柱脚側ピン支持点を中心に脚部が回転するのに伴って脚部で主柱材と接合する斜材が曲げ座屈による変形を生じる。圧縮側主柱材の座屈点が最大耐力点となり、その後復元力は一気に低下する。

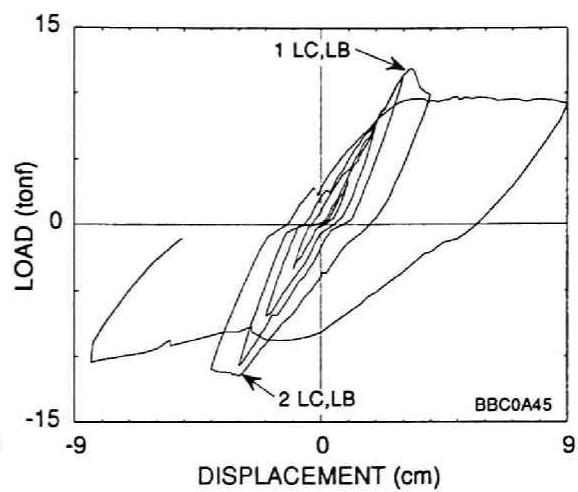
主柱材座屈後、中立軸位置の2本の主柱材が新たに圧縮力を負担し、引張側主柱材1本と共に抵抗するように応力の再配分が生じる。その後、復元力は大きな変動なく安定して変形が進み、鉛直荷重による主柱材降伏軸力比が大きい場合には5cm程度の変形で崩壊するが、鉛直荷重を作用させない場合は2倍以上の変形能力を示す。実験では載荷装置のストローク限界までに崩壊に到らなかった。

図4.13(b)～(d)に繰返し載荷による荷重－変形関係を示す。座屈発生までの繰返しによる履歴曲線は構面平行載荷と同様の形状を示しているが、単調載荷と同様に、下パネルの圧縮側主柱材の座屈とこれに伴う斜材の座屈によって復元力は一旦低下し、その後ほぼ一定の復元力で安定した変形を示す。特に、図4.13(b)に示すように、柱導入軸力が0の場合には載荷装置の限界まで比較的安定した性状を示した。

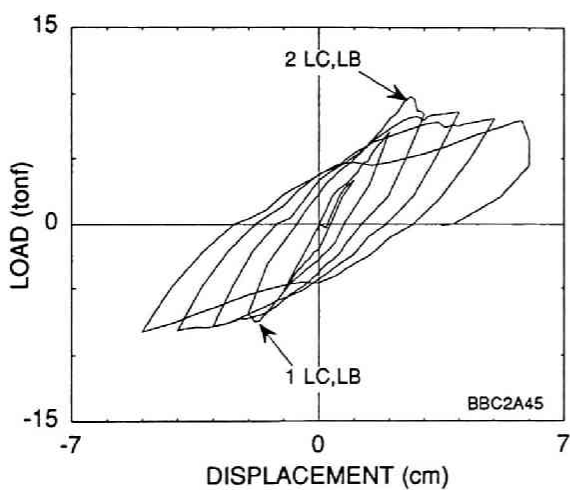
一方、図4.13(c)、(d)に示す鉛直荷重を作用させた場合は、繰返しに伴い圧縮側主柱材の曲げ座屈変形が累積されて復元力は漸減し、劣化型の復元力特性を示す。特に主柱材の降伏軸力比が0.4の場合、4本の主柱材全てが座屈した時点(図中の4LC)から、水平力がほぼ0に近い状態でも鉛直荷重のみによって主柱材の曲げ変形が進行し、鉛直方向に崩れるようにして崩壊に到った。図4.13(e)に、この試験体の頂部載荷点における水平変位－鉛直変位関係を示す。最終2サイクルで全ての主柱材が座屈した後に鉛直方向の変位が急増していることが分かる。



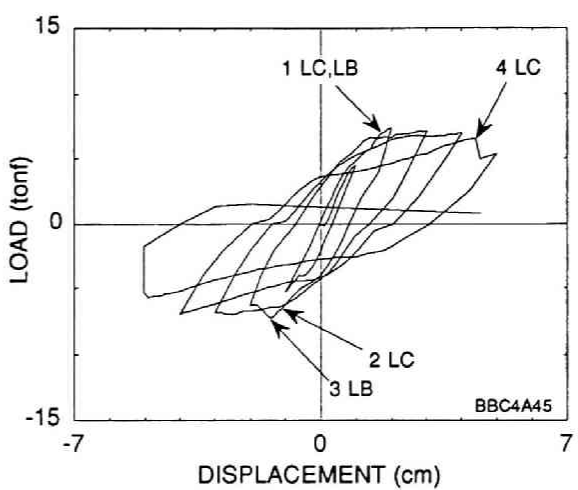
(a) 単調載荷



(b) 繰返し載荷 (軸力なし)



(c) 繰返し載荷 (軸力比 0.2)



(d) 繰返し載荷 (軸力比 0.4)

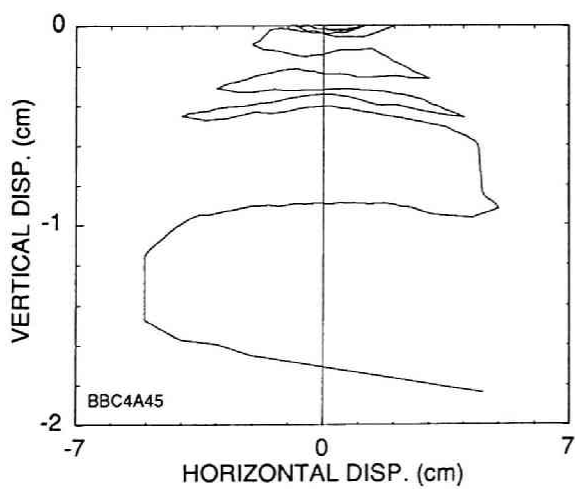
(e) 繰返し載荷 (軸力比 0.4) の
水平変位—鉛直変位関係

図 4.13 タイプ B 試験体の対角方向載荷による荷重—変形関係

4.3.5 水平材を有する架構 (タイプC、繰返し載荷実験)

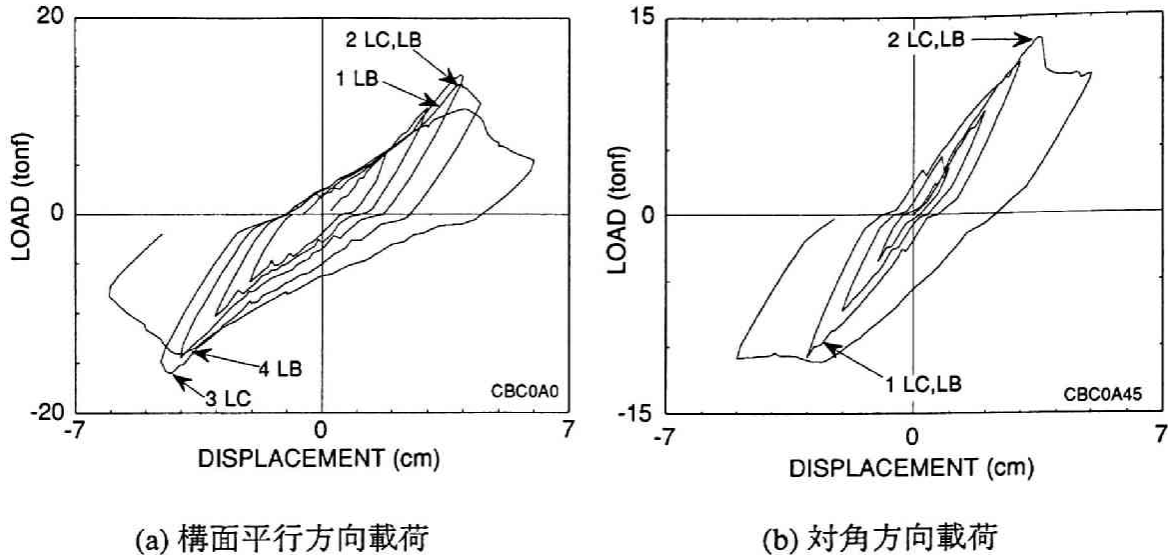


図4.14 タイプC試験体の繰返し載荷（軸力なし）による荷重－変形関係

タイプB試験体の上下パネル中間に水平材を付加したタイプC試験体により、水平材が架構の履歴性状に及ぼす影響を調べた。

送電鉄塔などの塔状トラス架構に取り付けられる水平材は、設計時には主要な構造部材として扱われず、塔体断面の形状を維持するための補剛材として扱われる。したがって、風荷重などの水平力に対する構造設計時には応力負担部材として扱わず、その断面は斜材と同等あるいはそれ以下である場合が多い。しかし、現実にはトラス構面内の応力を一部分担することになる。

図4.14(a)に構面平行方向繰返し水平力を載荷した場合の荷重－変形関係を示す。下パネル斜材の座屈が先行し、その後、圧縮側主柱材の座屈によって最大耐力に達し、著しい復元力の低下をきたす。同一条件で水平材のないBBC0A0（図4.12(b)）と比較すると、履歴性状はよく似ているが最大耐力は水平材のない場合の14.01tonfに対して水平材がある場合は16.09tonfと高くなる。

図4.14(b)に対角方向に繰返し水平力を載荷した場合の荷重－変形関係を示す。図4.13(b)の水平材がない場合と比較すると両者はほとんど同じ履歴性状、破壊過程を示している。最大耐力は水平材のない場合が11.95tonfであるのに対して、13.328tonfと高くなっている。

五十嵐ら [19,20] は、構面内水平力を受ける平面トラス及び構面に対して45° 方向に水平力を受ける立体トラスについて実験を行い、水平材が最大耐力及び座屈後挙動に及ぼす影響を調べてた中で、斜材の座屈後に応力の再配分が行われて主柱材が座屈するまでは急激な耐力の低下をきたさず、水平材が存在することにより最大耐力が若干増加する、と報告している。本実験での比較によれば水平力の作用方向によらず、水平材がある方が最大耐力は 11% 程度の増加を示している。しかし、最大耐力後の変形性能を見ると、2つの試験結果の間に顕著な差異は認められない。これは、斜材座屈発生後、明瞭な座屈波形を示して応力の再配分が行われる以前に引き続いて主柱材座屈が始まったことによると考えられる。

4.3.6 部材細長比の異なる架構（タイプ A21・A27・A34、繰返し載荷実験）

これまでに、主柱材・斜材の断面が同一で、接合部の接合形式・水平材の有無などのディテールの違い、水平力の作用方向・鉛直荷重による主柱材軸力比などの荷重条件の違い、に焦点を当てた実験結果について論じた。ここでは、前述のタイプ A（ボルト接合形式）試験体の主柱材および斜材の断面を変更して両部材の細長比の組み合わせを変えた 3 種の試験体について、荷重条件を種々変化させた繰返し載荷実験の結果を示す。

4.3.6.1 構面平行方向に水平力を受ける場合

図 4.15 ～ 図 4.17 に 3 種の試験体に、鉛直荷重がない場合、降伏軸力比 0.4 の鉛直荷重を作用させた場合の荷重－変形関係をそれぞれ示す。

タイプ A27（図 4.15）は主柱材細長比を小さくした試験体で、斜材の座屈のみが発生し、主柱材は座屈していない。下パネルの載荷面内の斜材が全て座屈した時点で復元力は急激に低下している。タイプ A と比較すると、両者ともに斜材座屈が先行し、主柱材断面が大きいにも関わらず架構の最大耐力は上昇していない。

タイプ A34（図 4.16）は、斜材細長比を小さくして相対的に主柱材座屈耐力を低下させた試験体で、斜材には座屈が発生せず、主柱材座屈によって架構の耐力が決定される。特に軸力比が大きい場合には繰返しに伴う劣化が著しい。タイプ A と比較して斜材・主柱材の座屈順序は逆転しており、斜材の座屈耐力が上昇したことにより架構の最大耐力も増加する。

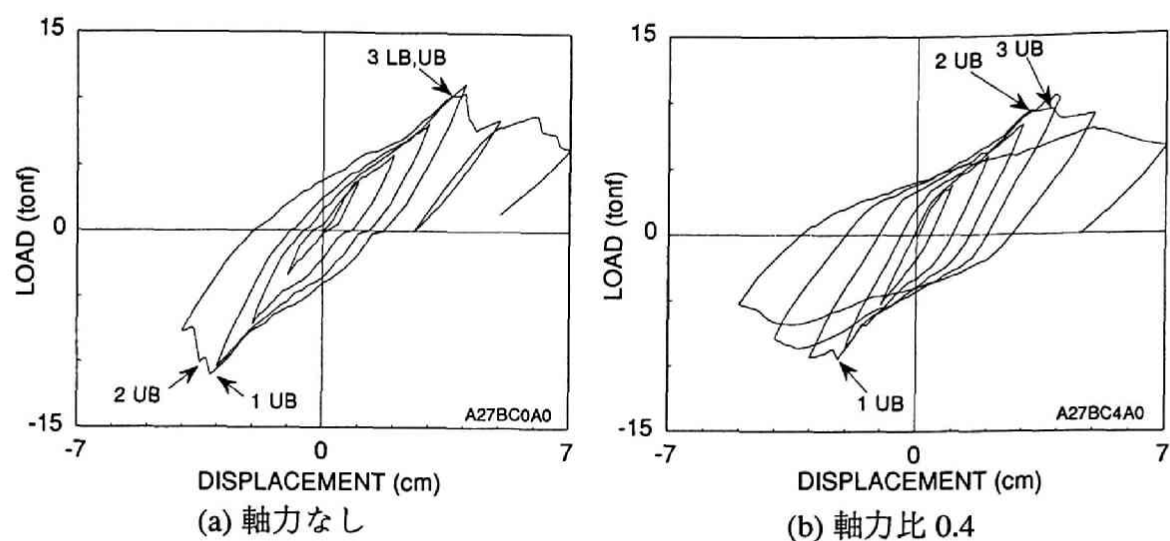


図 4.15 タイプ A27 試験体の構面平行方向繰返し載荷による荷重-変形関係

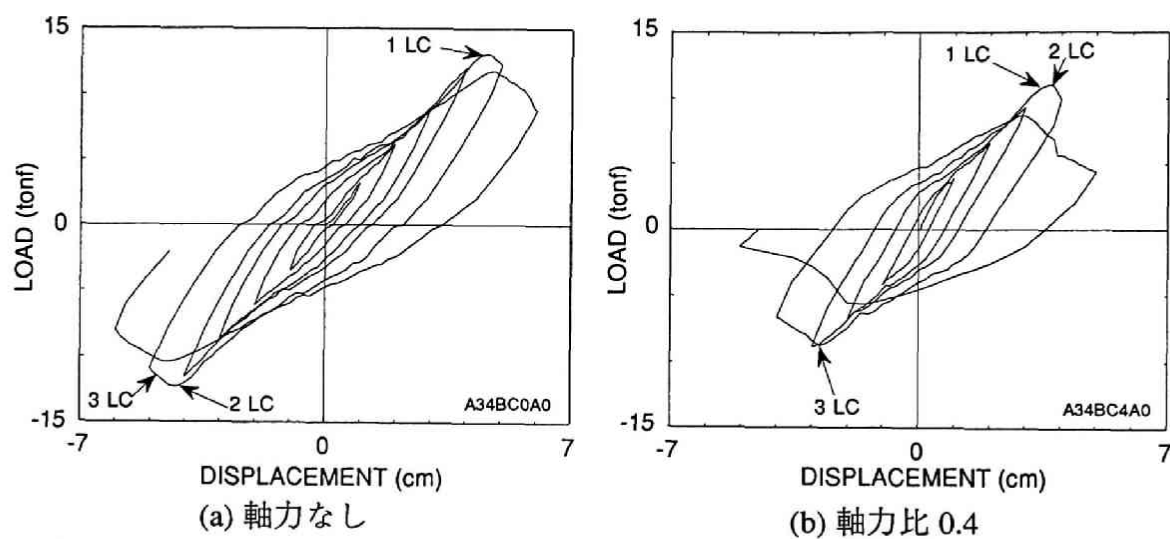


図 4.16 タイプ A34 試験体の構面平行方向繰返し載荷による荷重-変形関係

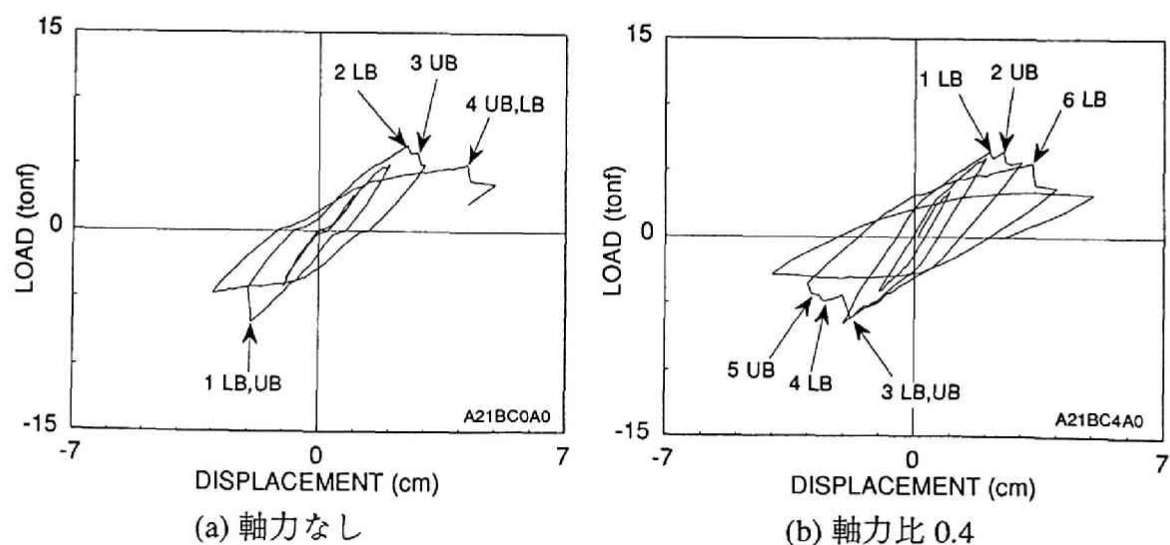


図 4.17 タイプ A21 試験体の構面平行方向繰返し載荷による荷重-変形関係

タイプ A21（図 4.17）は、限界細長比をわずかに超える程度まで斜材の細長比を大きくした試験体で、タイプ A と比較すれば耐力は相当小さくなる。他の試験体では最初の部材座屈後も若干の復元力の上昇が見られるのに対し、このタイプでは最初の斜材座屈が発生した時点で直ちに復元力が低下し、個材の座屈が架構の崩壊に結びつきやすい。

4.3.6.2 対角方向に水平力を受ける場合

図 4.18 ～ 図 4.20 に 3 種の試験体に、鉛直荷重がない場合、降伏軸力比 0.4 の鉛直荷重を作用させた場合の荷重－変形関係をそれぞれ示す。

対角方向に水平力を受ける場合には、主柱材耐力が架構全体の復元力特性に大きく寄与する。タイプ A27（図 4.18）、A34（図 4.19）を比較すると、タイプ A27 は主柱材断面を割り増したためにタイプ A34 よりも架構の耐力は上昇する。しかし、最大耐力後の変形性状を比較すると、タイプ A27 では斜材座屈後に復元力の低下が見られるのに対し、斜材断面を割り増したタイプ A34 では斜材はほとんど座屈せず、繰返しに伴う劣化は少ない。これは斜材細長比が小さいために、主柱材座屈後も斜材が架構の補剛材として寄与し、相当の応力を負担していることによると考えられる。

タイプ A34 と、斜材断面を小さくしたタイプ A21（図 4.20）を比較すれば、主柱材断面が同じであるにも関わらず、主柱材座屈により決定される最大体力は低下し、さらに斜材座屈がほぼ同時に発生して、復元力は相当に小さくなる。これは、タイプ A34 とは逆に、斜材による主柱材補剛効果が小さいことによると考えられる。

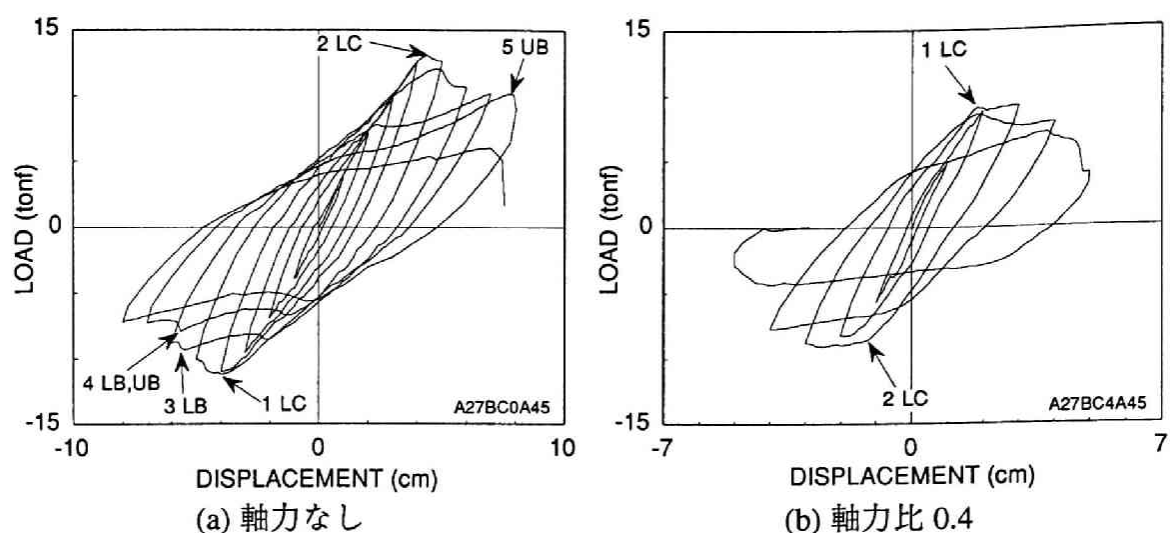


図 4.18 タイプ A27 試験体の対角方向繰返し載荷による荷重－変形関係

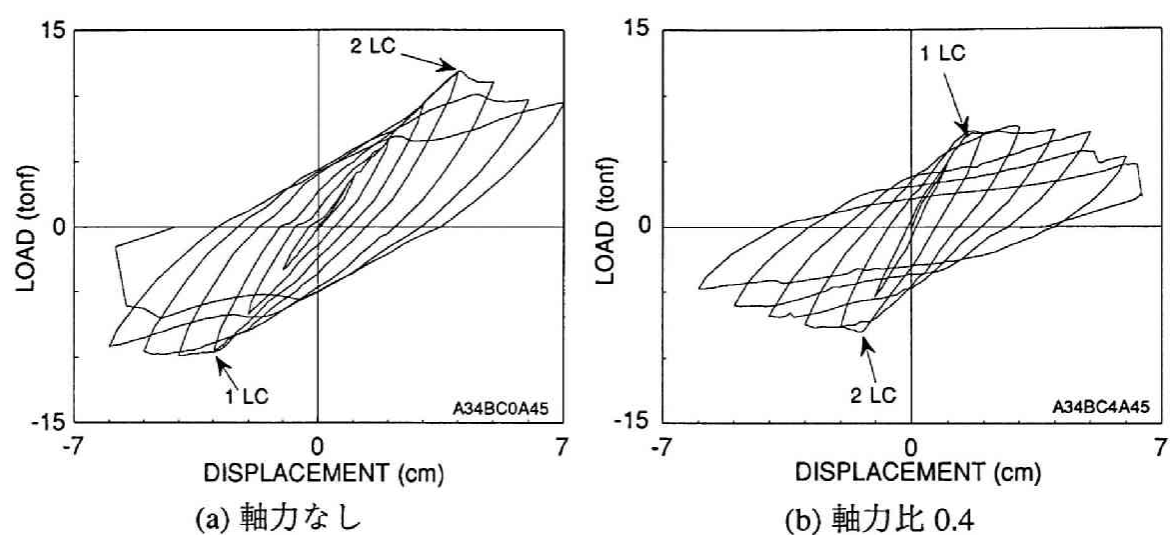


図 4.19 タイプ A34 試験体の対角方向繰返し載荷による荷重－変形関係

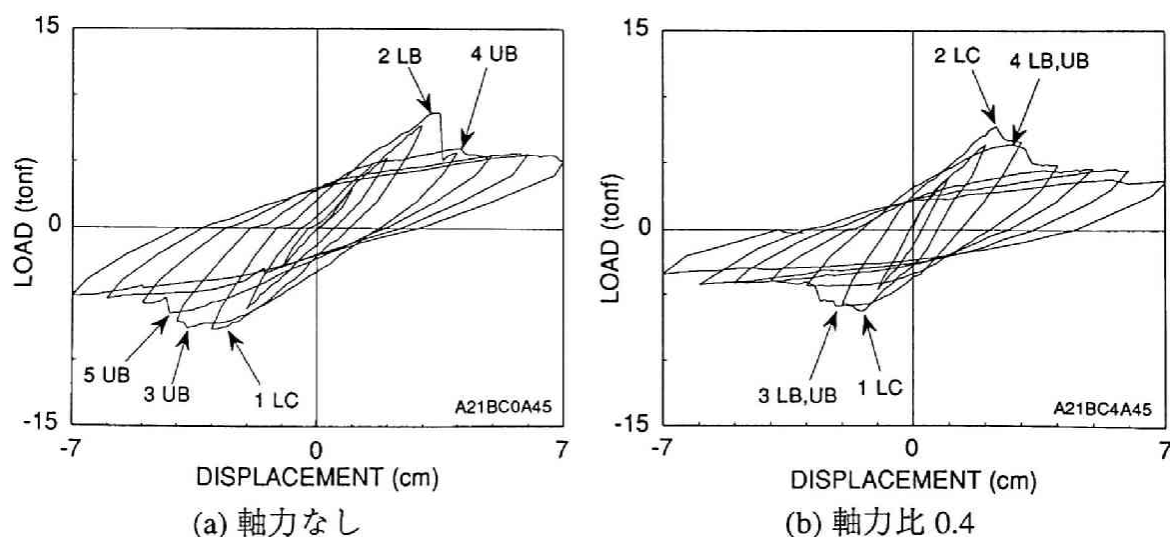


図 4.20 タイプ A21 試験体の対角方向繰返し載荷による荷重－変形関係

4.3.7 荷重条件と変形性能

前項までに、実験に供した各試験体の履歴性状の特徴を記したが、試験体結構形式、荷重条件の組合せが変形性能に大きな影響を及ぼすことが明らかである。その特徴は以下の点に要約できる。

- (1) ボルト接合部のすべりに伴って座屈発生前の弾性領域における架構の剛性が低下する。繰返し荷重下における復元力特性は紡錘形の履歴によるエネルギー吸収を期待できる形状を示す。

すべり発生荷重は接合部プレート間の摩擦力により決まるが、せん断型中ボルトを使用する限り締付け時に導入されるボルト軸力は小さく、第 3 章で詳述したとおり、すべり耐力は相当小さくなる。また、すべりに伴い、主に斜材に大きな軸方向変形が生じたのと同様の効果が架構の復元力特性に現れるが、それに伴う架構の変形量は、接合部材に顕著な塑性変形が生じない限り、ボルト孔径とボルト軸間のクリアランスにより決定されるものである。

- (2) 主柱材開角の有無は、実験による 1/11.25 程度の開角では基本的な変形性状に影響を及ぼさない。しかし、これに伴って部材の細長比が変化することにより、架構が崩壊に到るまでの部材の損傷過程が異なるために、耐力・変形性能が変化する可能性はある。
- (3) 水平力の作用方向に関する構面平行方向、対角方向の 2 つの条件で座屈発生後の変形性能に大きな差異が見られる。図 4.21 に構面平行方向、図 4.22 に対角方向に、それぞれ水平力を作用させた場合の荷重－変形関係を単調載荷と繰返し載荷に分けて重ねてプロットした。なお、繰返し載荷については正方向載荷時の履歴曲線の包絡線で示している。

構面平行方向に作用する場合は最初の個材座屈発生後の復元力低下が著しく、その後の変形性能はほとんど期待できない場合が多い。逆に、対角方向に作用する場合には、圧縮側主柱材座屈により架構の耐力が決定される場合が多いが、応力の再配分が行われ、その後、安定した変形性能を期待できる場合がある。

- (4) 鉛直荷重のレベルにより架構の水平耐力は大きく影響を受ける。実験範囲内では、特に主柱材降伏軸力比 0.4 程度の鉛直荷重が作用すると、繰返し水平力を受ける場合の復元力特性は顕著な劣化型の性状を示す場合がある。
- (5) 主柱材、斜材それぞれの細長比の大きさとその組合せにより架構の崩壊に到るまでの過程は大きく影響を受ける。限界細長比を超える程度の大きな細長比の部

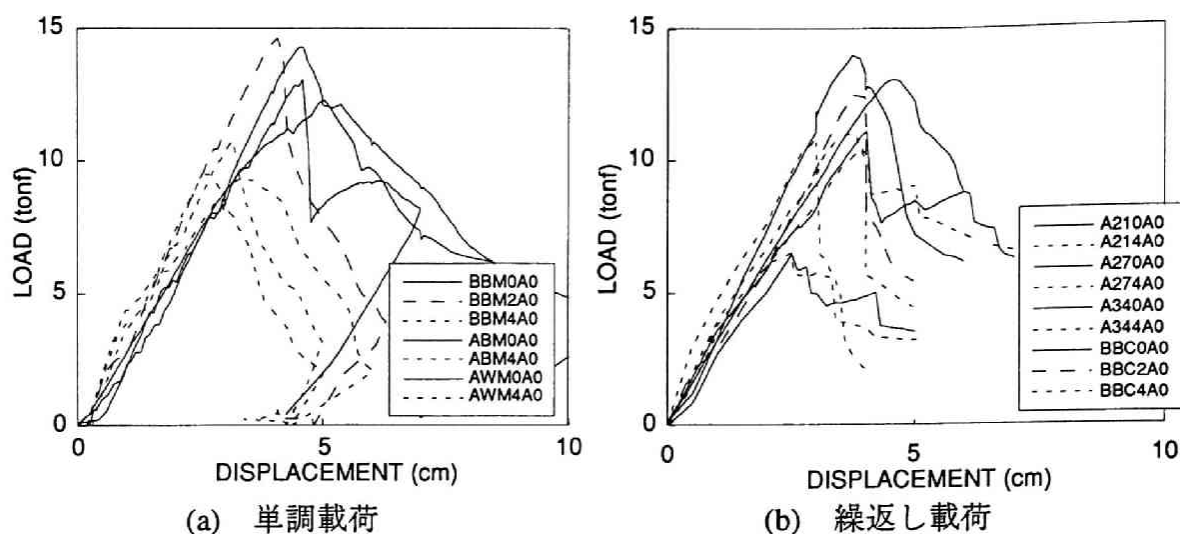


図4.21 構面平行方向載荷による荷重－変形関係

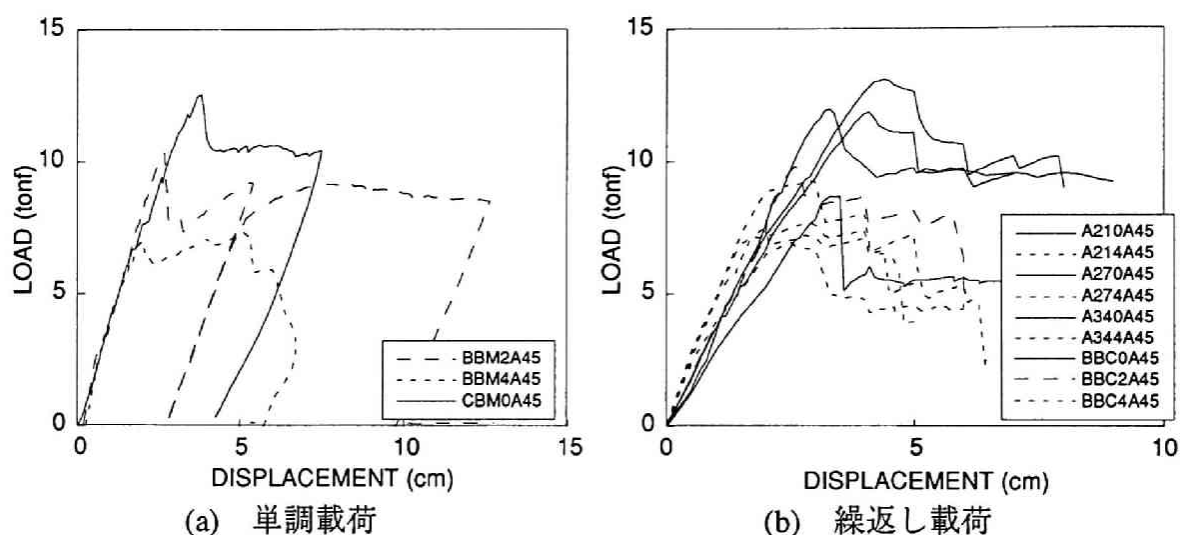


図4.22 対角方向載荷による荷重－変形関係

材が存在する場合は、この部材の座屈後の変形性能はほとんど期待できない。また、比較的細長比が小さい場合でも、部材の座屈発生順序が変わることにより(3)、(4)の条件と関連して耐力および変形性能が変化する。

4.4 鋼管トラス部材の座屈耐力

トラス架構の耐力は部材の座屈耐力により決まり、実架構の設計においても設計応力と座屈耐力から部材断面が決定される。ここで、トラスを構成する部材は両端

ピン支持の中心圧縮柱と仮定して座屈耐力を評価するのが一般的であるが、実架構の接合形式によっては必ずしもこの力学的仮定が適切であるとは限らない。

例えば、溶接による分岐継手を有する鋼管トラス部材の座屈耐力を調べた黒羽・小川ら [9] の研究では、斜材（トラスはりウェブ材）の座屈長さを評価するには端部に有限な拘束剛性を考えた両端バネ支持の条件で算出する方法を提案している。

本研究で取り上げているトラス架構は、接合部が U 字プレートとガセットプレートをせん断型ボルトで接合する形式であり、斜材の端部拘束はプレートの曲げ剛性により決定される。また、支柱材はガセットプレートが取り付けられた部分が剛域とみなされる挙動を示すことが考えられる。これらの理由により、圧縮力を受ける部材には付加曲げモーメントが生じ、中心圧縮柱とみなした場合には部材の座屈耐力を適切に評価できないことが考えられる。

ここでは、実験から得たデータに基づいて座屈部材の応力状態を算定し、座屈耐力との関係について調べる。

4.4.1 冷間成形鋼管材の応力－ひずみ関係

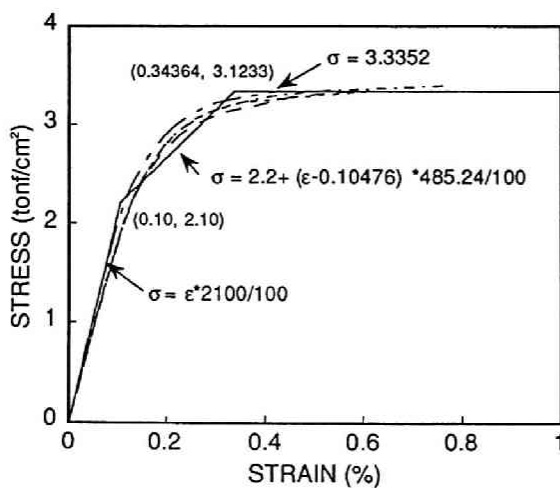
実験に用いた鋼管材の応力－ひずみ関係を得るために素材の引張および圧縮実験を行った。引張試験では、斜材については素管を使用し、支柱材については鋼管から切り出した試験片を使用した。また、圧縮試験には管径の2倍の長さに切り取った試験片を使用した。

冷間成形による円形鋼管材は製造工程における加工硬化により応力－ひずみ関係には明瞭な降伏点が現れず素材の降伏耐力が上昇し、かなり大きな残留応力が存在する。しかし溶融亜鉛めっき処理を施せば処理過程に受ける熱履歴の影響で残留応力が解放される。文献[22]の研究によれば、めっき前の残留ひずみは材軸方向の曲げによるものが最も大きく降伏点の 30～60% に達するが、めっき処理後 2/3 程度に低下し、短柱圧縮試験による変形性状、応力上昇率などは残留応力のない鋼管としての取り扱いが可能となることが報告されている。

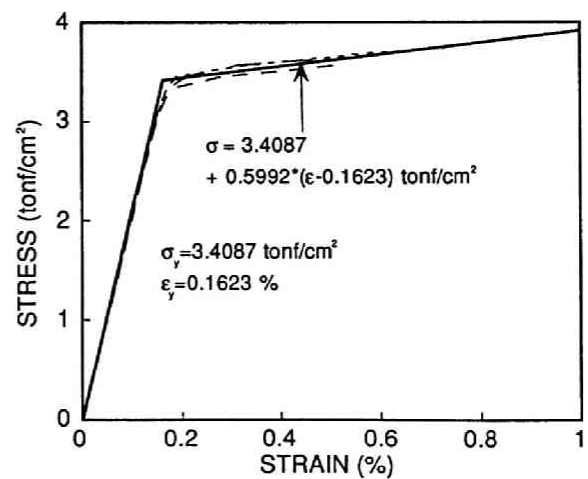
素材実験から得た応力－ひずみ関係は、ひずみが約 5% 程度のひずみ硬化域に入る前までの領域を対象とし、黒皮の鋼管については支柱材を bi-linear 型、斜材を tri-linear 型、溶融亜鉛めっき処理材については完全弾塑性型のモデルにそれぞれ置換した。素材実験から得た結果を表 4.4 に示す。また、図 4.23 には素材実験およびモデル置換した応力－ひずみ関係の一例を示す。

表 4.4 鋼管素材実験結果

部材	表面 状態	応力	降伏点 (tonf/cm ²)	降伏ひずみ (%)	分枝勾配 (tonf/cm ²)	引張強度 (tonf/cm ²)
φ 60.5×2.3	黒皮	引張	3.721	0.1772	13.396	4.420
		圧縮	3.409	0.1623	59.92	—
φ 27.2×2.3	〃	引張	2.200	0.1048	485.2	4.690
		圧縮	2.100	0.100	420.0	—
φ 76.3×2.8	めっき	引張	3.244	0.1535	—	3.755
		圧縮	3.343	0.1592	—	—
φ 60.5×2.3	〃	引張	3.905	0.1860	—	4.407
		圧縮	4.171	0.1986	—	—
φ 34.0×2.3	〃	引張	3.390	0.1614	—	3.984
		圧縮	3.543	0.1687	—	—
φ 27.2×2.3	〃	引張	3.904	0.1859	—	4.181
		圧縮	3.973	0.1892	—	—
φ 21.7×2.0	〃	引張	3.162	0.1506	—	3.605
		圧縮	3.199	0.1523	—	—

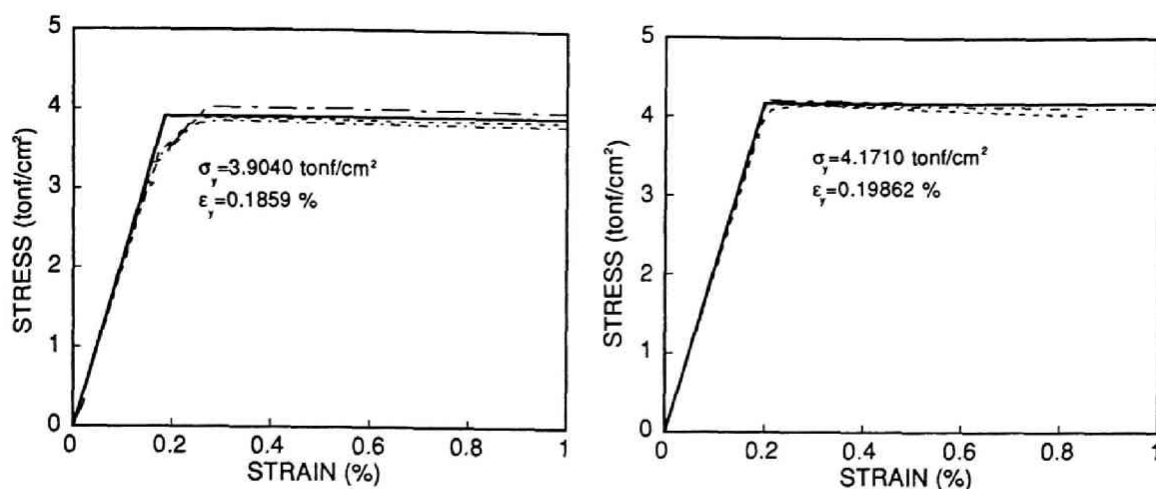


(a) 黒皮斜材引張 (φ27.2×2.3)



(b) 黒皮主柱材圧縮 (φ60.5×2.3)

図 4.23 素材試験による鋼管の応力-ひずみ関係



(c) めっき斜材引張 (φ27.2×2.3)

(d) めっき主柱材圧縮 (φ60.5×2.3)

図 4.23 素材試験による鋼管の応力－ひずみ関係

4.4.2 座屈部材の応力算定

鋼管部材の周長 4 分割点で測定したひずみ値から以下の手法によって部材に作用する軸力、曲げモーメントを算出した。

図 4.24 (a) に示すように鋼管部材の垂直断面で平面保持を仮定し、4 点のひずみをそれぞれ ε_1 、 ε_2 、 ε_3 、 ε_4 、曲げ変形の主軸方向とゲージ貼付位置のなす角度を θ_0 、鋼管外半径を R とすると、

$$\theta_0 = \tan^{-1} \left(\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_4}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} \right) \quad (4.1)$$

であるから、中心ひずみ ε_0 、断面の回転角 κ は、

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{4} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4) \quad (4.2)$$

$$\kappa = \frac{1}{2R} \{ (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \cos \theta_0 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_4) \sin \theta_0 \} \quad (4.3)$$

で求められる。従って、断面内のひずみ分布は曲げ主軸方向からの回転角 θ を用いて、

$$\varepsilon(\theta) = \varepsilon_0 + \kappa R \sin \theta \quad (4.4)$$

で表される。

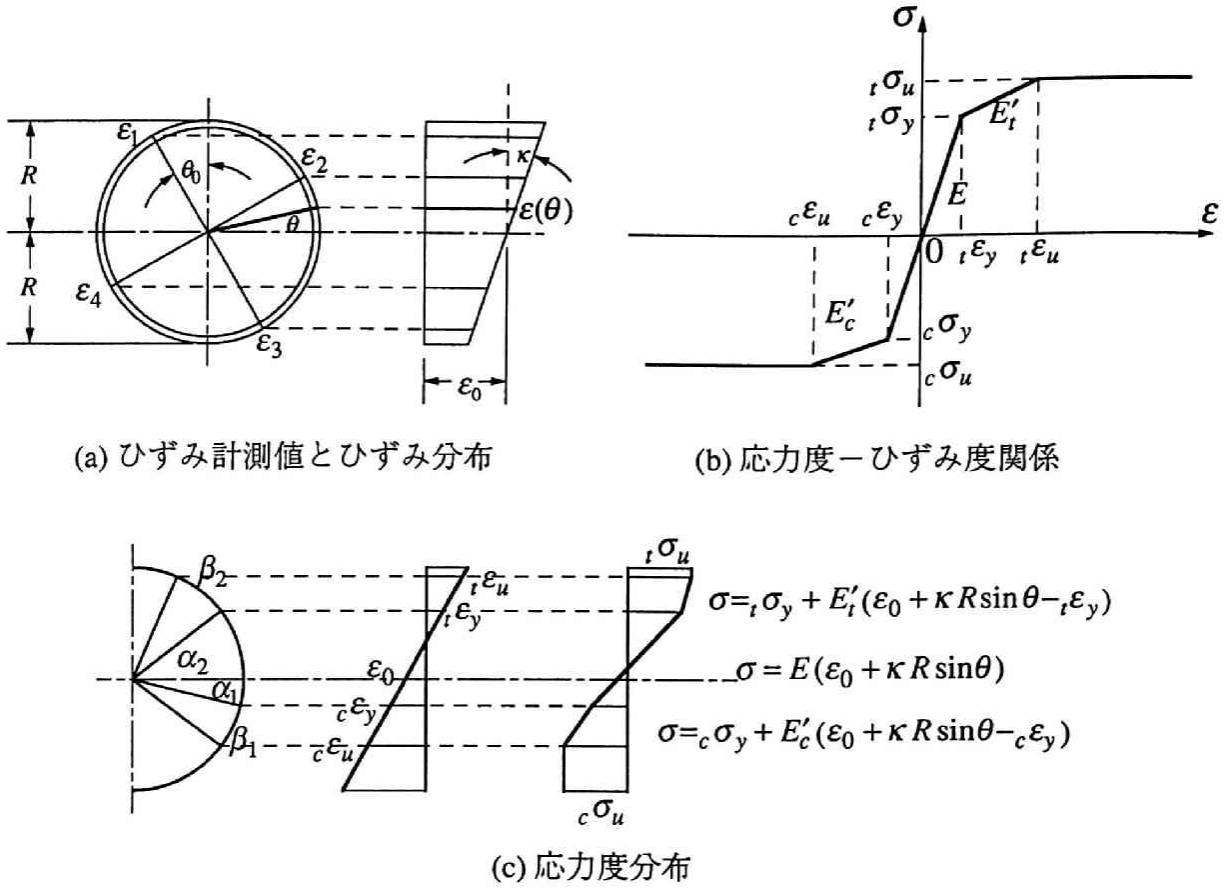


図 4.24 ひずみ計測値と応力度・ひずみ度分布

素材試験から得た応力－ひずみ関係を図 4.24(b) の形状で表すと、断面内の垂直応力度は図 4.24(c) に示す 5 つの領域に分けられ、それぞれ以下の分布となる。

$$\text{引張耐力域} \quad \sigma = {}_t\sigma_u = \text{const.} \quad (4.5a)$$

$$\text{引張降伏域} \quad \sigma = {}_t\sigma_y + E'_t(\varepsilon_0 + \kappa R \sin \theta - {}_t\varepsilon_y) \quad (4.5b)$$

$$\text{弾性域} \quad \sigma = E(\varepsilon_0 + \kappa R \sin \theta) \quad (4.5c)$$

$$\text{圧縮降伏域} \quad \sigma = {}_c\sigma_y + E'_c(\varepsilon_0 + \kappa R \sin \theta - {}_c\varepsilon_y) \quad (4.5d)$$

$$\text{圧縮耐力域} \quad \sigma = {}_c\sigma_u = \text{const.} \quad (4.5e)$$

上記の 5 つの領域の境界は図 4.24(c) に曲げ主軸からの回転角 α_1 、 α_2 、 β_1 、 β_2 で示す位置であり、それぞれひずみ計測値から次式により求められる。

$$\text{圧縮降伏点} \quad \alpha_1 = \sin^{-1} \frac{{}_c\varepsilon_y - \varepsilon_0}{\kappa R} \quad (4.6a)$$

$$\text{引張降伏点} \quad \alpha_2 = \sin^{-1} \frac{t \varepsilon_y - \varepsilon_0}{\kappa R} \quad (4.6b)$$

$$\text{圧縮耐力点} \quad \beta_1 = \sin^{-1} \frac{c \varepsilon_u - \varepsilon_0}{\kappa R} \quad (4.6c)$$

$$\text{引張耐力点} \quad \beta_2 = \sin^{-1} \frac{t \varepsilon_u - \varepsilon_0}{\kappa R} \quad (4.6d)$$

鋼管断面を式 (4.6a) ～(4.6d) で分割される領域に分け、それぞれの領域で式 (4.5a) ～(4.5e) に示す分布の応力度を積分することにより軸力 N ならびに曲げモーメント M を求めることができる。ここで、鋼管の板厚は直径に対して比較的小さいため、板厚方向に応力度は一定であると仮定し、次式により求める [16]。

$$N = 2tR \int_{\theta_1}^{\theta_2} \sigma(\theta) d\theta \quad (4.7a)$$

$$M = 2tR^2 \int_{\theta_1}^{\theta_2} \sigma(\theta) \sin \theta d\theta \quad (4.7b)$$

ただし、 t は鋼管厚さ、領域の範囲は $\theta_1 \leq \theta \leq \theta_2$ である。

載荷実験において顕著な曲げ座屈が生じた部材について、ひずみ計測値から前述の計算によって断面に作用している軸力と曲げモーメントを算出した結果を図4.25、図 4.26 に示す。1 本の部材の材軸に沿って等間隔（主柱材で 21 cm、斜材で 11 cm）に 5 箇所の断面を取り、各断面について計算した軸力 N 、曲げモーメント M をそれぞれ降伏軸力 N_y 、全塑性モーメント M_p で除して無次元化した値で示したものである。縦軸は軸力（正方向に引張、負方向に圧縮）を、横軸は曲げモーメントの絶対値を表し、図中に波線で表す包絡線は式 (4.8) の 1 軸曲げと軸力を受ける薄肉鋼管断面の M - N 相関曲線 [23] を示す。

$$\frac{M}{M_p} = \cos \left(\frac{\pi}{2} \frac{N}{N_y} \right) \quad (4.8)$$

図 4.25 に繰返し載荷実験による主柱材について得られた M - N 相関関係の一部を示す。いずれも下パネルに配置されたもので、図の左が柱脚側、右が上下パネル中間点側の位置である。載荷初期はほぼ線形弾性挙動を示しており、曲げモーメント成分は柱脚に近い断面ほど大きく、パネル中間部ではほぼ 0 に近い値を示している。図中に▲で示す箇所では、圧縮軸力の最大点付近で軸力が増加せず、曲げモーメントが急増しており、この点を部材の座屈発生点とみなすことにする。

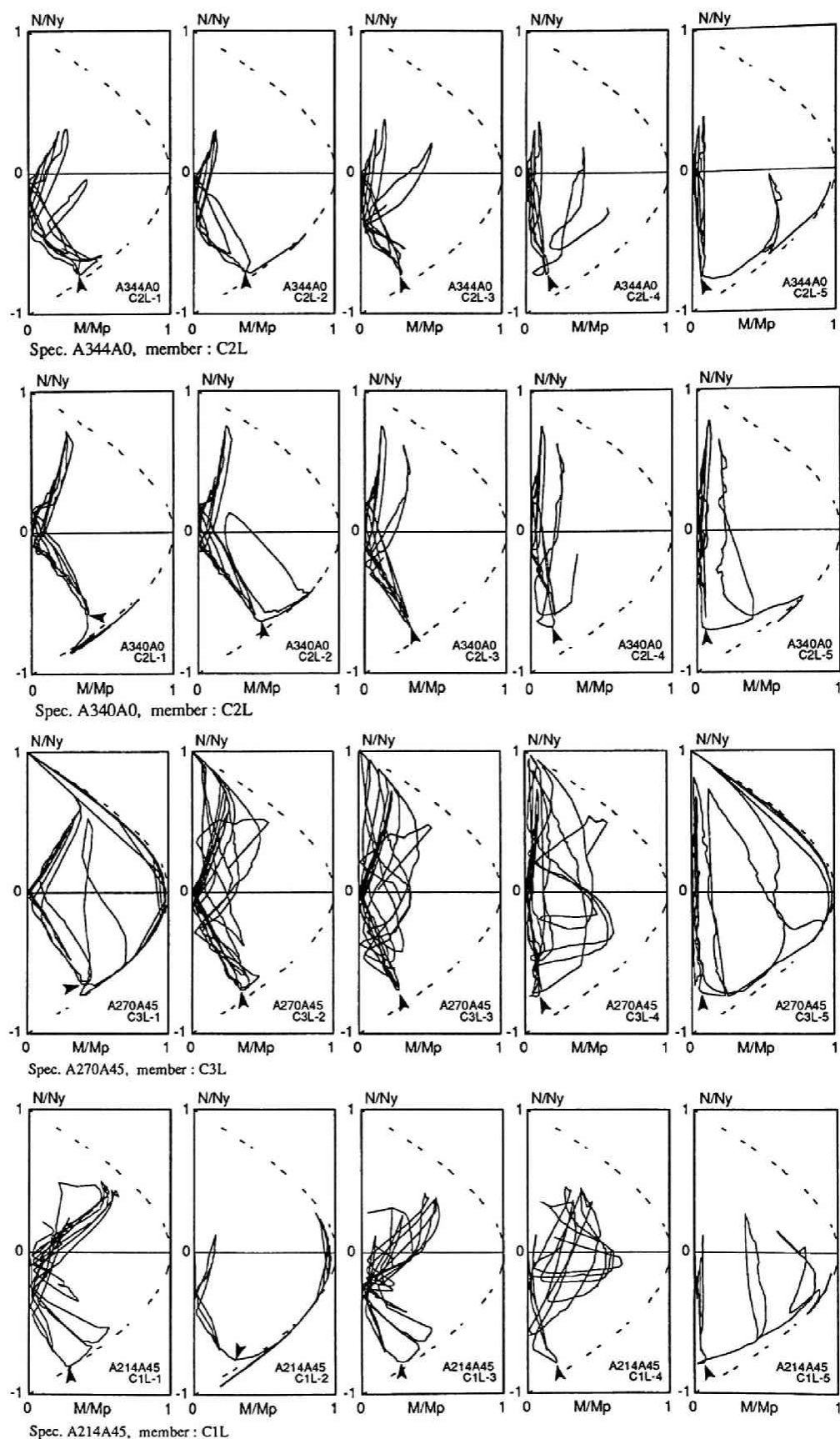


図 4.25 座屈した主柱材の曲げモーメントー軸力相関関係

上 2 段は構面平行方向載荷の結果を示しており、座屈発生時点における曲げモーメント分布はパネル中間部（図の右）が 0 に近く、柱脚側（図の左）に最大曲げモーメントが生じる。曲げモーメント成分は最大 $0.5M_p$ 程度で、圧縮軸力の最大値は $0.7N_y \sim 0.8N_y$ 程度に達している。

下 2 段は対角方向載荷の最外縁に位置する主柱材の結果を示している。座屈発生位置は構面平行載荷時と同じであるが、座屈後の挙動を見ると曲げモーメント成分が急増し、最終状態では式 (4.8) に示す相関曲線に沿ってほぼ全塑性モーメントに達することが分かる。また、この状態での曲げモーメント分布を見ると、両端部に曲げモーメントの最大点がある複曲状態になっており、このときの主柱材の応力状態は中心圧縮柱よりもむしろ beam-column に近いと考えられる。

図 4.26 には斜材について同様の $M-N$ 相関関係の一部を示す。上 2 段は構面平行方向載荷された試験体のもので、比較的明瞭な座屈発生点を示している。座屈発生時およびその後の曲げモーメント分布は部材中央に最大曲げモーメントが発生し、両端部で 0 に近い、中心圧縮柱に近い応力状態にあることが分かる。

一方、下 2 段は対角方向載荷された試験体で、初期に座屈した主柱材と柱脚側で接合された部材の結果を示す。座屈発生点は前述の部材ほど明瞭ではないが、圧縮軸力の最大値は $0.3 \sim 0.4N_y$ 程度と低く、座屈発生点前後の曲げモーメント成分は相当大きな値を示している。この原因は、前項で述べたとおり、これらの斜材が先行して座屈した主柱材の端部回転によって相当の曲げを受けることによると考えられる。

部材に曲げモーメントが生じることにより中心圧縮柱とは異なる応力状態にある場合、この部材の座屈耐力の評価に及ぼす影響は大きい。部材に生じる曲げモーメント分布を主柱材・斜材に分けて図 4.27、図 4.28 にそれぞれ示す。

図 4.27 の主柱材曲げモーメント分布では、図の左端（横軸 1）が柱脚側、右端（横軸 5）が上下パネル中間側を示し、縦軸は全塑性モーメントで無次元化された曲げモーメントを示す。図に取り上げた部材は全て実験で明瞭な座屈発生が確認された部材であるが、全て柱脚側に大きな曲げモーメントが発生しており、そのレベルは $0.3M_p \sim 0.5M_p$ である。一方の右端は $-0.1M_p \sim +0.1M_p$ で単曲率・複曲率のいずれかである。

図 4.28 は斜材の曲げモーメントを示しており、いずれの部材も中間部に最大となる単曲率曲げである。特に、図 4.26 の $M-N$ 相関曲線で見たとおり、対角方向載荷の場合に主柱材と柱脚部で接合される斜材には、図の左端（主柱材との接合部側）において最大となり、右端でほぼ 0 に近くなる分布形状を示しているのが特徴である。

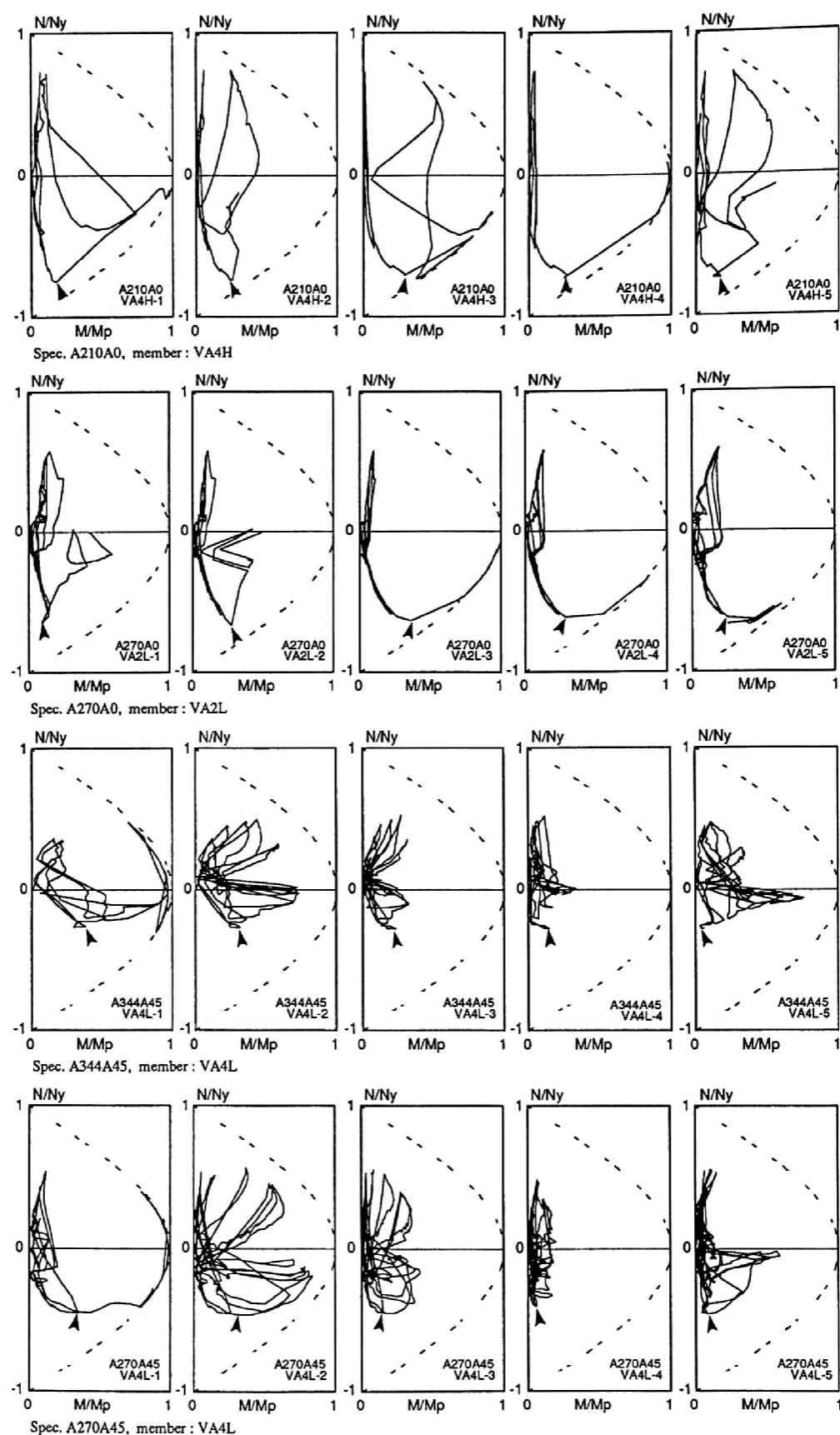


図 4.26 座屈した斜材の曲げモーメントー軸力相関関係

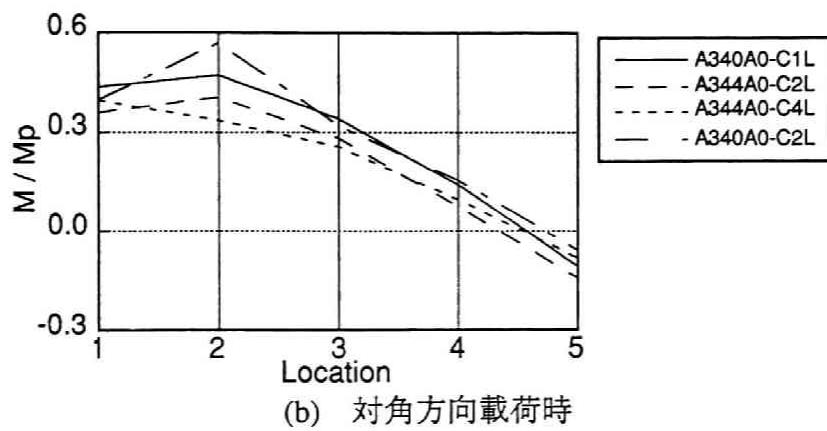
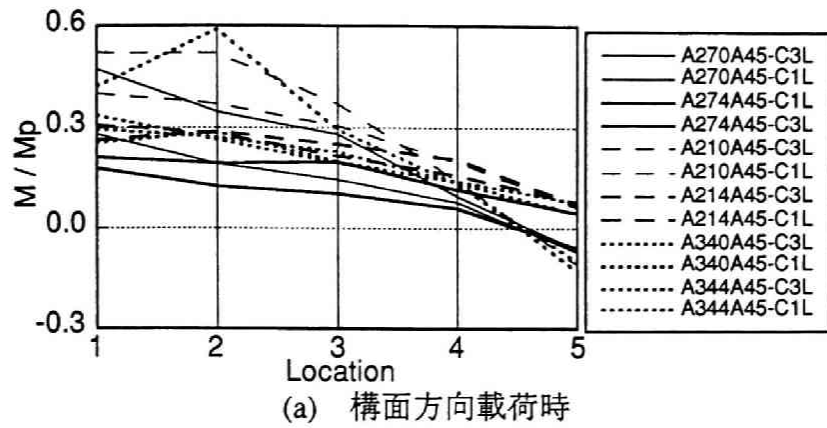


図 4.27 主柱材の座屈時における曲げモーメント分布

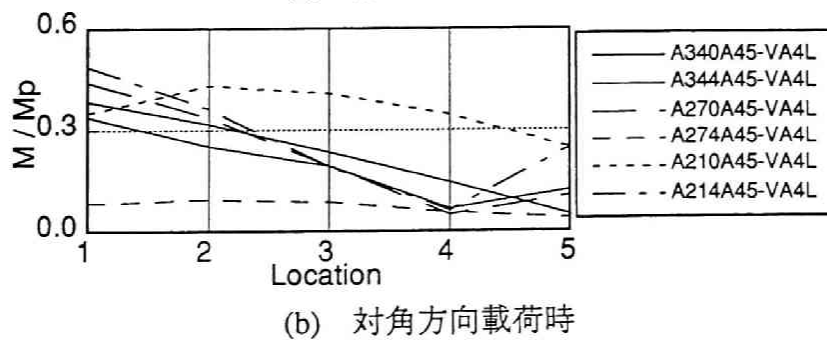
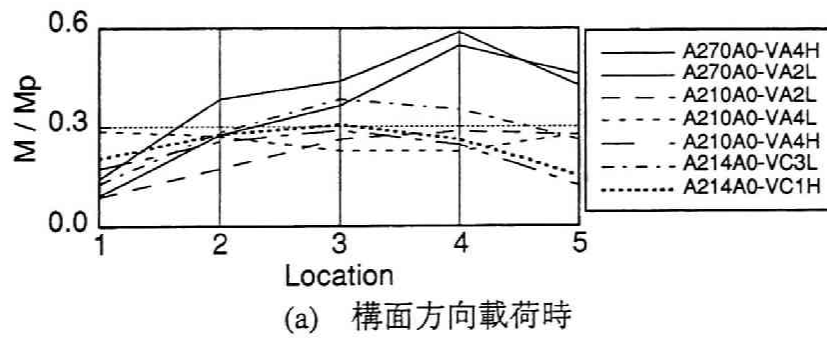


図 4.28 斜材の座屈時における曲げモーメント分布

4.4.3 曲げモーメントの影響を考慮した座屈耐力評価

実験から得た座屈部材の応力状態は必ずしも理想的な中心圧縮柱とは異なり、曲げモーメントと軸力を受ける beam-column により近い状態となる場合もある。このような曲げモーメントは部材の座屈耐力を低下させ、架構の耐力評価のためにはこの影響を考慮した適切な座屈耐力評価が重要である。ここでは、部材細長比を変えたタイプ A シリーズの実験結果に基き、座屈耐力について考察する。

(1) 既往の座屈曲線と実験値の比較

実験から材軸の交点間距離を座屈長さにとった両端ピン支持条件による細長比と、部材の座屈時の圧縮応力度を求め、既往の座屈曲線との比較を行った。ここで、座屈曲線は限界細長比以下の部分には Johnson による放物線（式4.9）、以上には Euler による弾性座屈曲線（式4.10）を用い、降伏応力度及び比例限の応力度には材料試験による値を用いた。なお、素材の応力－ひずみ関係における比例限界は材料試験の結果から降伏点の 0.95 倍とした。

$$\sigma_{CR} = \sigma_y - (\sigma_y - \sigma_p) \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \quad (4.9)$$

$$\sigma_{CR} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (4.10)$$

ただし、 λ は細長比、 λ_p は限界細長比

σ_{CR} は座屈応力度（tonf/cm²）、 σ_y は降伏点、 σ_p は比例限界

座屈曲線と実験値を主柱材、斜材に分けて図 4.29 に示す。

図 4.29(a) に示す主柱材では 2 種類の断面いずれも非弾性座屈領域にあるが、実験値は座屈曲線を下回り、中心圧縮柱とした仮定は危険側の評価を与えることになる。図 4.29(b) に示す斜材ではほぼ弾性座屈領域に入っており、この場合は Euler 式による評価で安全側となる。ただし、 $\phi 34.0 \times 2.3$ 部材については最大軸力が極めて低い値となっているが、これは前項の図 4.26 で指摘したように座屈ではなく、むしろ隣接する主柱材の座屈による曲げに伴って曲げ降伏したことによるものと考えられる。

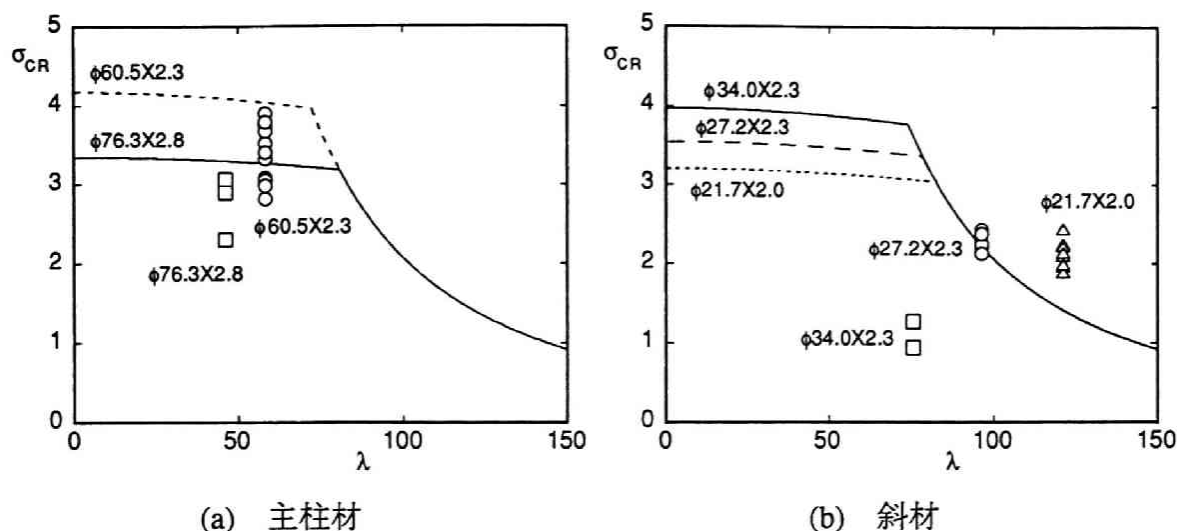


図 4.29 既往の座屈曲線と実験値

(2) 曲げモーメントの影響について

実験から、座屈した主柱材には軸力と同時に曲げモーメントが作用しており、その影響を考慮しなければ適切な部材の座屈耐力が評価できない。そこで主柱材を beam-column として扱うことにより耐力評価をするのが適当と考えられる。

W.F.Chen ら [24] が指摘するように、いかなる荷重状態にある beam-column も対応する等価な単純支持柱の一部と考えることができ、対象な荷重条件の問題に置き換えることができる。すなわち、図 4.30 (a) に示す beam-column ACB が、軸力 P 、せん断力 Q 、両端部の曲げモーメント M_A 、 M_B を受け、C 点で最大曲げモーメントが生じているとする。C 点で断面の回転角が 0 となるように回転させれば、図 4.30(b) に示すように $P^* = \sqrt{P^2 + V^2}$ と M_A 、 M_B を受ける等価な beam-column と考えられる。

さらに図 4.30 (c) に示すように部材長さを延長すれば、軸力 P^* のみを受ける等価な中心圧縮柱 $D^*C^*E^*$ の一部と考えることができる。ここで、外力の釣合から、

$$V = \frac{M_A - M_B}{\ell} \quad \therefore \quad P^* = \sqrt{P^2 + \left(\frac{M_A - M_B}{\ell} \right)^2} \quad (4.11)$$

を得る。

座屈した部材の座屈時の軸力が、長さ ℓ^* の等価柱の Euler 座屈荷重に等しいと考えることにより、有効座屈長さ ℓ_e を求めることができる。また、この値を節点間距離で除した値を有効座屈長さ係数 ℓ_e/ℓ とする。

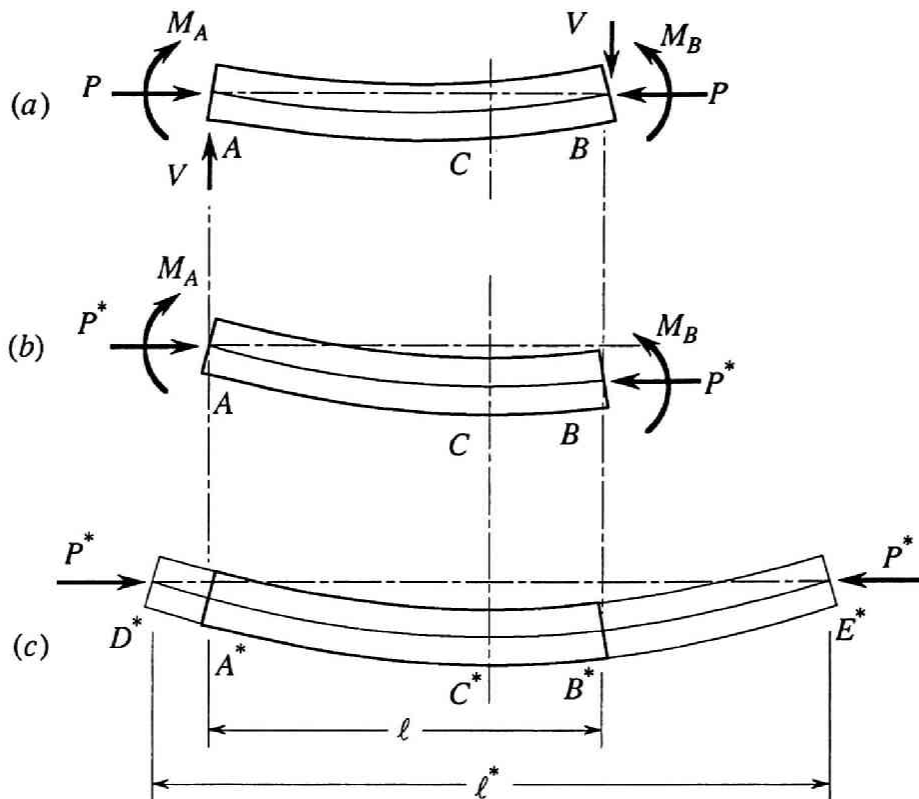


図 4.30 等価な柱の概念

表 4.5 に得られた有効座屈長さ、および有効座屈長さ係数を示す。

主柱材に関しては、有効座屈長さ係数にして 1.2 ～ 2.0 程度と全てに 1.0 を超えており、座屈耐力に及ぼす曲げモーメントの影響が大きいことが分かる。部材長さの最大 2 倍程度の座屈長さを考える必要がある。

斜材について見れば、曲げ降伏したと考えられる $\phi 34.0 \times 2.3$ 部材は有効座屈長さ係数にすると 1.7 ～ 1.96 と相当大きくなり、中心圧縮柱として扱うのは危険側の評価となっている。しかし、この試験体では、先に主柱材に座屈が発生して架構の最大耐力に達した後の座屈であり、この部材の耐力評価が危険側であったとしても、架構の耐力評価上の問題はないと考えられる。

$\phi 27.2 \times 2.3$ 断面の斜材について見ると、構面平行方向載荷した場合には有効座屈長さ係数はほぼ 1 に近く、節点間距離を座屈長さに採ることによって座屈耐力を評価できる。一方、対角方向載荷の場合には有効座屈長さ係数は 1.1 ～ 1.2 の値となっており、先の $\phi 34.0 \times 2.3$ 断面の場合と同様に主柱材座屈後に座屈しており、曲げモーメントの影響を考慮しなければ適切な耐力評価はできないが、架構の耐力評価上の問題はないと考えられる。

表 4.5 座屈部材の有効座屈長さ

部材	試験体	断面	座屈耐力 (tonf)	有効座屈長さ ℓ_e (cm)	有効座屈長さ係数 ℓ_e/ℓ
主柱材	A21BC4A45	$\phi 60.5 \times 2.3$	15.76	153.00	1.275
	A21BC4A45	〃	14.77	158.10	1.317
	A21BC0A45	〃	11.81	176.70	1.473
	A21BC0A45	〃	12.91	169.10	1.409
	A27BC0A45	$\phi 76.3 \times 2.8$	14.86	246.90	2.057
	A27BC0A45	〃	18.65	220.40	1.836
	A27BC4A45	〃	18.73	219.90	1.833
	A27BC4A45	〃	19.76	214.10	1.784
	A34BC0A0	$\phi 60.5 \times 2.3$	12.61	171.00	1.425
	A34BC0A0	〃	12.77	170.00	1.417
	A34BC4A0	〃	13.93	162.70	1.356
	A34BC4A0	〃	14.29	160.70	1.339
	A34BC0A45	〃	12.51	171.70	1.431
	A34BC0A45	〃	16.38	150.10	1.251
	A34BC4A45	〃	15.45	154.50	1.288
	A34BC4A45	〃	15.92	152.20	1.269
斜材	A34BC0A45	$\phi 34.0 \times 2.3$	2.91	143.40	1.689
	A34BC4A45	〃	2.17	166.20	1.958
	A27BC0A0	$\phi 27.2 \times 2.3$	3.75	88.30	1.040
	A27BC0A0	〃	4.57	80.00	0.943
	A27BC0A45	〃	3.21	95.40	1.125
	A27BC4A45	〃	2.63	105.50	1.243
	A21BC0A0	$\phi 21.7 \times 2.0$	2.97	65.00	0.766
	A21BC0A0	〃	2.96	65.20	0.768
	A21BC0A0	〃	2.88	66.00	0.778
	A21BC4A0	〃	2.75	67.60	0.797
	A21BC4A0	〃	2.82	66.80	0.788
	A21BC0A45	〃	2.54	70.30	0.829
	A21BC4A45	〃	1.76	84.50	0.996

$\phi 21.7 \times 2.0$ 断面の斜材では、構面平行方向で 0.76～0.8、対角方向で 0.83～1.0 と、いずれも 1 を下回る。これは、鋼管部材の曲げ耐力と U 字継手接合部の曲げ耐力を比較したときに接合部耐力が部材耐力を上回っていることにより、有効座屈長さ係数は節点間距離から接合部長さを差し引いた鋼管部分の長さ（節点間距離の 0.72）に近い値となっている。

4.5 結論

塔状鋼構造物の代表的な架構形式である冷間成形鋼管と U 字継手形式の中ボルト接合から成るダブルワレン型のトラス骨組を対象とし、特に塔状鋼構造物に水平荷重が作用したときの変形性能に注目して、部分架構を用いた静的載荷実験を行い、従来架構の静力学的特性について調べた。その結果、得られた知見は以下の通りである。

1. 架構の変形性能に及ぼす影響が大きい構造的条件として、以下の点が上げられる。
 - (1) 水平面内における水平力の作用方向
 - (2) 主柱材の初期導入軸力レベル
 - (3) 主柱材、斜材の細長比の組合せ
 2. 本章で取り上げた形式のトラス架構に、部材の座屈・降伏後の非線形挙動を考慮に入れた終局強度設計の考え方を適用することの可能性を考えると、水平力が対角方向に作用する場合には部材細長比が限界細長比以下で非弾性座屈する場合には一定レベルの変形性能を期待できるが、構面平行方向に作用する場合には座屈後の復元力は急激な劣化を示すため変形性能に期待できない。従って、特に構面平行方向の水平力に対する変形性能を改善する必要がある。
 3. 接合部における偏心が比較的少ない U 字継手による架構では、斜材は両端ピン支持の中心圧縮柱と考えて座屈耐力を評価することができる。また、接合部剛性が斜材の曲げ剛性よりも大きい場合には、接合部を除いた鋼管部分の長さを座屈長さにとればよい。
- 主柱材に関しては付加曲げモーメントが大きいため、beam-column とみなした耐力評価が必要であり、中心圧縮柱として設計する場合には座屈長さを部材長の最大 2.0 倍程度にとる必要がある。

第4章 参考文献

- [1] 電気学会編：送電用支持物設計標準、電気書院、1970年8月.
- [2] 日本建築学会編：鋼構造限界状態設計基準（案）・同解説、技法堂、1990年.
- [3] 鈴木敏郎・小河利行・竹内徹：鋼管立体トラスはり構造の力学的性状について、日本建築学会構造系論文報告集、第353号、pp.21-28、1985年7月.
- [4] 鈴木敏郎・久保寺勲・小河利行：鉄骨トラスばりの耐力と塑性変形性状に関する実験研究、トラス構造物の耐震性に関する研究(1)、日本建築学会構造系論文報告集、第360号、pp.75-83、1986年2月.
- [5] 鈴木敏郎・久保寺勲・小河利行：鉄骨トラス骨組の復元力特性と耐震性評価方法、トラス構造物の耐震性に関する研究(2)、日本建築学会構造系論文報告集、第365号、pp.28-39、1986年7月.
- [6] 松井千秋・森野捷輔・河野 昭彦：円形鋼管トラス柱の曲げねじれ座屈に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第363号、pp.12-21、1986年5月.
- [7] 河野昭彦・松井千秋：鋼管トラスの横座屈におよぼす中間荷重の影響、日本建築学会構造系論文報告集、第397号、pp.83-90、1989年3月.
- [8] 河野昭彦・松井千秋：鋼管トラス柱の曲げねじれ座屈に及ぼす節点の溶接残留応力の影響、日本建築学会構造系論文報告集、第402号、pp.101-109、1989年8月.
- [9] 小川厚治・牧野雄二・山成實・黒羽 啓明：鋼管トラスウェブ材の座屈長さに関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第388号、pp.70-76、1988年6月.
- [10] 越智 健之、黒羽 啓明：曲げと圧縮を受ける冷間成形円形鋼管部材の終局耐力の統計的評価、日本建築学会構造系論文報告集、第408号、pp.55-65、1990年2月.
- [11] 越智健之・山下正弘・小川厚治・黒羽啓明・村瀬良秀：引張・圧縮を受ける円形鋼管部材の局部座屈および履歴挙動、日本建築学会構造系論文報告集、第417号、pp.53-61、1990年11月.
- [12] 小川厚治・黒羽啓明・山成實：実トラスの載荷実験における分岐継手の挙動、繰返し力をうける鋼管トラスの終局挙動 その1、日本建築学会構造系論文報告集、第438号、pp.157-164、1992年8月.
- [13] 小川厚治・黒羽啓明・山成實：トラス個材の座屈長さと座屈強度に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第438号、pp.157-164、1992年8月.
- [14] 和田章・久保田英之：部材の座屈および破断を考慮したトラス構造の崩壊解析、日本建築学会構造系論文報告集、第396号、pp.109-117、1989年2月.

- [15] 鈴木敏郎・佐藤亘宏・深沢隆：塔状トラス骨組脚部の座屈耐力に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第412号、pp.67-77、1990年6月。
- [16] 鈴木敏郎・佐藤亘宏・深沢隆：塔状鋼管トラス骨組の座屈耐力に関する研究、細長比の小さい柱材で座屈する場合、日本建築学会構造系論文報告集、第425号、pp.69-81、1991年7月。
- [17] 鈴木敏郎・小河利行・佐藤亘宏・深沢隆：塔状トラス骨組の座屈耐力に関する研究(その2)、端部がせん断ボルト接合される斜材で座屈する場合、日本建築学会構造系論文報告集、第434号、pp.125-135、1992年4月。
- [18] 鈴木敏郎・佐藤亘宏・深沢隆：せん断ボルト接合部を有する塔状トラス骨組の減衰特性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第411号、pp.71-81、1990年5月。
- [19] 五十嵐定義・脇山広三・井上一郎・金壇勲・松本竹二・村瀬良秀：鋼管トラス鉄塔の座屈耐力並びに座屈後挙動に関する実験的研究（その1～3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.1323-1328、1983年9月。
- [20] 五十嵐定義・脇山広三・井上一郎：繰返し水平力に対する鋼管トラス鉄塔の非線形解析（その1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.1323-1326、1984年10月。
- [21] 井上一郎・山本和伸・松本竹二：対角方向水平力を受ける鋼管立体トラスの非線形解析、日本建築学会近畿支部研究報告集、第26号構造系、pp.357-360、1986年。
- [22] 鈴木敏郎・佐藤亘宏・深沢隆：溶融亜鉛めっき鋼管の圧縮変形性状に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第420号、pp.51-61、1991年2月。
- [23] 日本建築学会編：鋼構造塑性設計指針、技報堂、pp.45-52、1975年。
- [24] Wai-Fah Chen, Toshio Atsuta : Theory of Beam-Columns, Vol.I: In-Plane Behavior and Design, Chap. 10, McGraw-Hill, Inc., 1976.

第5章

塔状鋼管トラス架構の変形性能向上への試み

5.1 序論

5.1.1 研究目的

前章では、塔状鋼構造物の代表的な架構形式のひとつとして冷間成形鋼管から成るダブルワレン型のトラス骨組を対象に取り上げ、主に水平荷重が作用したときの変形性能に着目した載荷実験を行ったが、その結果、水平力が対角方向に作用する場合には部材細長比が限界細長比以下で非弾性座屈する場合には一定レベルの変形性能を期待できる。一方、構面平行方向に水平力が作用する場合には、部材細長比の組合せによる崩壊過程の違いはあるものの、基本的に座屈後の復元力は急激な劣化を示すため変形性能に期待できないことを指摘した。

前章序論でも述べたように、社会基盤施設としての重要性が高い塔状鋼構造物が、許容応力度設計の設計荷重を超える荷重を受けた場合に倒壊などの重大な被害を低減するためには、一般的建築構造物に適用される終局強度設計の考え方を取り入れることの可能性を検討することが重要であると考えられる。しかし、この形式のトラス架構に、部材の座屈・降伏後の非線形挙動を考慮に入れた終局強度設計の考え方を適用することの可能性を考えると、部材の座屈耐力が架構の最大耐力となり、その後の変形性能に期待できないことから、その可能性はかなり低いと考えねばならない。

このように変形性能が低いレベルにあるのは、座屈による部材の破壊後の挙動が不安定であることによるものであり、一般建築物のラーメン架構を構成する部材が曲げ降伏後にも比較的安定した非線形挙動を示すのと根本的に異なる点である。そこで、従来のトラス架構が持つ、軽量かつ剛性が高いという特徴をできる限り損なわず、曲げ降伏する部材を追加して非線形挙動を安定したものにすると同時に、圧縮部材の座屈発生を遅らせるよう、結構方法に工夫することによって架構の変形性能を向上させることが可能であると考えられる。

本章では、曲げ降伏部材を追加した新しいトラス架構形式を2種類考案し、前章と同規模の試験体を用いて静的載荷実験を行い、従来架構との比較・検討することによって変形性能向上の効果を調べた。

5.1.2 既往の研究

トラス架構の変形性能を向上させることを目的とする研究として L.C.Schmidt ら[1] は2層立体トラスを対象に、軸方向に完全弾塑性型の安定した荷重－変形関係が得られる応力制限機構（Force Limiting Devices）をトラス圧縮部材の端部に組み込むことにより、終局状態における架構の荷重－変形関係を安定させ、トラスの崩壊性状を向上させることができることを数値解析的に示している。

脇山・今井 [2,3] らは、この応力制限機構を具体化し、部材レベルでの載荷実験を行っている。ここで提案されている機構は、2層立体トラスの球形ノード部と圧縮部材の接合部に面外塑性変形させるスタブコーンを取り付けたもので、最危険部材が座屈する前に降伏させることによって危険圧縮部材に作用する応力を制限し、隣接部材へ応力再配分することによって架構のエネルギー吸収能力を高め、隣接部材の破壊を防ぐことを目的としている。また、文献 [3] では、応力制限機構にのみ変形が集中することを防ぐために変形制限機構を合わせて導入した部材による実験も行っている。これらの実験から、制限機構を持たない部材と比較してエネルギー吸収能力に相当の向上が見られた、としている。

また、多田・今井 [4] らは、応力制限機構を組み込んだ2層立体トラスの復元力特性を、初期不整を考慮して数値解析的に調べ、不整に関わらず安定した載荷能力を有すると結論づけている。

一般建築物に用いられるブレース付鉄骨ラーメン架構の圧縮ブレース部材の座屈に対する変形性能の向上と、損傷した部材の交換を容易にするための方法として

Disposable Knee Bracing と呼ぶ曲げ部材をブレース端部に組み込むことを提案している。一般的なブレース付門型架構、K 型ブレース付架構、shear link を有するブレース付架構などに適用した場合の復元力特性を数値解析的に求めた結果、主架構に大きな損傷を生じさせずに変形性能を相当に向上させることが可能である、と結論づけている。

本章で提案するトラス架構形式は、これらの研究と同様に、曲げ降伏先行部材を圧縮部材端部に組み込む方法を用いている。

5.2 実験概要

ダブルワレン形式の塔状鋼管トラス架構に曲げ降伏先行部材を組み込んだ新形式のトラス架構を 2 種類考案し、変形性能などの静力学的性能を実験的に調べた。実験では前章のタイプ A 試験体（ボルト接合タイプ）に曲げ降伏先行部材を取り付けた形状の試験体を製作し、前章と同様の条件で載荷実験を行った。

5.2.1 試験体

試験体は 1 パネルの高さ及び支柱材材軸間距離がいずれも 1200mm で、上下 2 パネルから構成されるダブルワレン形式の塔状トラス架構を基本とする。この従来のトラス架構と比較するために、部材断面、架構寸法は第 4 章で示したタイプ A 試験体と同一である。トラス架構に組み込んだ曲げ降伏先行部材は、鋼管による Knee Brace 部材によるものと、片持ばり形式の曲げプレートによるものの 2 種類あり、それぞれタイプ D、タイプ E と呼ぶ。

全ての試験体には溶融亜鉛めっき処理を行っており、接合部は U 字プレートとガセットプレートの組み合わせによる M12 中ボルトの 2 面せん断型接合である。

(1) タイプ D 試験体（Knee Brace 形式）

試験体は図 5.1 に示す形状・寸法である。タイプ A と同じ支柱材・斜材の組合せに鋼管の Knee Brace 部材を取付けたもので、その断面は $\phi 60.5 \times 2.3$ （タイプ D1）、 $\phi 34.0 \times 2.3$ （タイプ D2）の 2 種類を製作した。また、パネル中間部に Knee Brace を取付るために $\phi 27.2 \times 2.3$ 鋼管の水平材も取り付けている。Knee Brace 部材および水

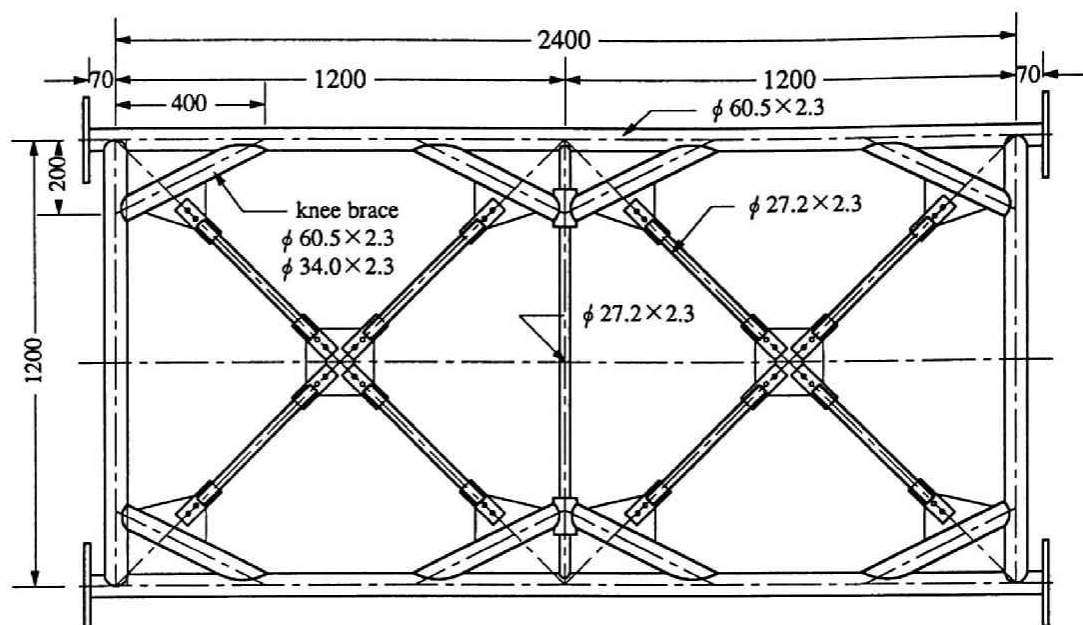


図 5.1 Knee Brace 形式（タイプ D）試験体（単位：mm）

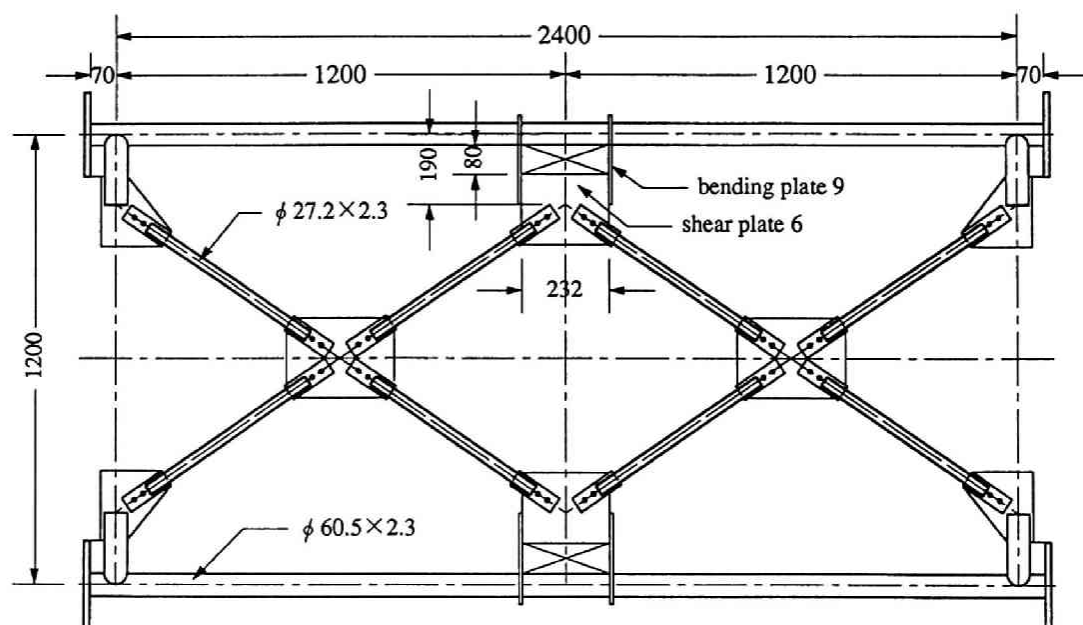


図 5.2 片持ばり形式（タイプ E）試験体（単位：mm）

平材はそれぞれ主柱材とガセットプレートを介してボルト接合することを想定しているが、試験体寸法の制限から接合部が過大となるため、Knee Brace および水平材の両端部は溶接接合による鋼管分岐継手としている。

主柱材の柱頭・柱脚部の水平材は、斜材・Knee Brace が一方向からのみ取り付けられるために、パネル中間部の水平材よりも曲げ耐力を大きくし、主柱材と同断面の鋼管を用いている。

タイプ A 試験体は斜材座屈が主柱材座屈に先行するプロポーションであり、斜材座屈に先行して曲げ降伏するように Knee Brace 部材の断面を決定した。

斜材を両端ピン支持の中心圧縮柱とみなし、鋼構造設計基準に従って安全率を 1.0 とした場合の許容圧縮応力は $N = 3.651 \text{ tonf}$ である。従って、Knee Brace 部材に生じる最大曲げモーメントは、

$$\text{単純ばり} \quad M = 34.42 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$\text{両端固定ばり} \quad M = 22.95 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

である。一方、Knee Brace 部材の曲げによる降伏モーメントは、素材引張試験による降伏点を用いて計算すると、

$$\phi 60.5 \times 2.3 \text{ (タイプ D1)} \quad M_y = 22.82 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$\phi 34.0 \times 2.3 \text{ (タイプ D2)} \quad M_y = 7.31 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

である。従って、圧縮斜材座屈と Knee Brace 部材曲げの耐力比は、

$$\phi 60.5 \times 2.3 \text{ (タイプ D1)} \quad 1 : 0.663 \text{ (ピン支持)} \quad 1 : 0.994 \text{ (両端固定支持)}$$

$$\phi 34.0 \times 2.3 \text{ (タイプ D2)} \quad 1 : 0.212 \text{ (ピン支持)} \quad 1 : 0.319 \text{ (両端固定支持)}$$

となり、いずれのタイプにおいても Knee Brace 部材の曲げ降伏が先行する設計となっている。

(2) タイプ E 試験体 (片持ばり形式)

試験体は図 5.2 に示すように、タイプ A と同じ主柱材・斜材の組合せのトラス架構の主柱材に、幅 100mm、板厚 9mm の曲げプレートと板厚 6mm のせん断プレートからなる片持ばり形式の部材を溶接接合により取り付けたものである。

Knee Brace 形式では鋼材量および接合部の加工量が従来架構と比較して 2 ～ 3 割増加するのに対し、本形式によれば従来架構と大差ない点が特徴である。しかし、片持ばり部材の影響により斜材両端の材軸交点と主柱材材軸は 1 点で交わらず、両者間の応力伝達は曲げモーメントが主となるため、主柱材の曲げモーメントに対する負担が大きくなることが避けられない。

表 5.1 塔状トラス塔体部試験体一覧

No.	試験体名	主柱材	斜材	曲げ降伏部材	載荷方法	水平荷重
1	D1C0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	knee brace $\phi 60.5 \times 2.3$	繰返	構面平行
2	D2M0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	knee brace $\phi 30.4 \times 2.3$	単調	構面平行
3	D2C0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	〃	繰返	構面平行
4	D2M45	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	〃	単調	対角方向
5	D2C45	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	〃	繰返	対角方向
6	EM0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	bending plate 9mm	単調	構面平行
7	EC0	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	〃	繰返	構面平行
8	EM45	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	〃	単調	対角方向
9	EC45	$\phi 60.5 \times 2.3$	$\phi 27.2 \times 2.3$	〃	繰返	対角方向

片持ばり部材は、斜材軸力により曲げプレートに面外曲げが生じ、斜材座屈よりも曲げプレートの曲げ降伏が先行するように設計した。

斜材座屈時の軸力は $N = 1.886 \text{ tonf}$ であり、このときにせん断プレートが負担するせん断力は $Q = 3.018 \text{ tonf}$ となる。したがって、曲げプレートに生じる面外の曲げモーメントはプレート 1 枚あたり $M_c = 6.035 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$ となる。

一方、曲げプレートの公称曲げ降伏モーメントは $M_y = 3.240 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$ であり、両者の曲げ耐力比は、 $1 : 0.537$ である。

実験した試験体は表 5.1 に一覧で示すように、タイプ D が 5 体、タイプ E が 4 体の合計 9 体である。試験体名称は 3 種のパラメータを示す記号からなり、先頭 1 ～ 2 文字に架構形式を示す D1、D2、E、次に載荷方法を示す M（単調載荷）、C（繰返し載荷）、末尾に水平荷重の作用方向の角度を示す 0（構面平行方向）、45（対角方向）を付す。

5.2.2 載荷・計測方法

実験は、提案形式による塔状トラス架構の塔体部に水平力が作用する状態を想定して行うもので、第 4 章の図 4.6 に示す載荷装置を用いて構面平行方向および対角方向に単調載荷・正負漸増繰返し載荷した。いずれも水平荷重のみで鉛直荷重は載荷していない。実験中の計測項目および計測方法も第 4 章に同じである。

5.3 提案トラス架構の変形性能

以下に、実験から得られた水平載荷荷重－頂部水平変位関係を示すとともに、各試験体の崩壊過程、復元力特性に関する特徴について説明する。図中には、

斜材座屈 上パネル：UB、下パネル：LB

主柱材座屈 上パネル：UC、下パネル：LC

Knee Brace 曲げ降伏 上パネル：UK、下パネル：LK

片持ばり曲げ降伏 PL

の符号を付けて座屈および降伏の発生点を示す。これらは部材周囲に貼付したひずみゲージによるひずみ量の変化と試験体の目視観察により決定したものである。

5.3.1 Knee Brace 形式（タイプ D）

図 5.3 ～ 図 5.5 に実験から得た Knee Brace 形式試験体の頂部水平方向の荷重－変形関係を示す。

タイプ D1 を構面平行方向に繰返し載荷した結果（図 5.3）では、下パネルの Knee Brace 曲げ降伏に続いて水平材の曲げ降伏が発生し、さらに上パネルの Knee Brace が曲げ降伏した。その後、主柱材、斜材の順に主要部材に座屈が発生して最大荷重に達した。全般的に復元力特性は安定しているが、Knee Brace 部材の曲げ耐力と圧縮部材の座屈耐力が近いため、曲げ降伏した Knee Brace 部材が十分な塑性変形能力を発揮する前に圧縮部材の座屈が発生している。

タイプ D2 試験体は、Knee Brace 部材断面をタイプ D1 の $\phi 60.5 \times 2.3$ から $\phi 34.0 \times 2.3$ まで縮小し、圧縮部材の座屈発生前に十分な塑性変形が得られることを意図したものである。図 5.4 に示す構面平行方向載荷実験の結果では、タイプ D1 と比較して低い荷重で Knee Brace 部材の曲げ降伏が発生しているが、主柱材・斜材の座屈発生荷重はほぼ同じレベルである。従って、Knee Brace 部材の曲げ降伏後も復元力は上昇し、Knee Brace 部材の塑性変形によるエネルギー吸収能力は相当に向上している。

特に、図 5.4(b) に示す繰返し載荷の場合では安定した紡錘型の履歴特性を示している。なお、繰返し載荷の最終サイクルで耐力が低下しているのは、図中 10 の位置で上パネル主柱材が座屈するのに伴って曲げ変形した水平材が破断したことによるものである。

図 5.5 には、タイプ D2 試験体に対角方向水平力を作用させた実験結果を示す。

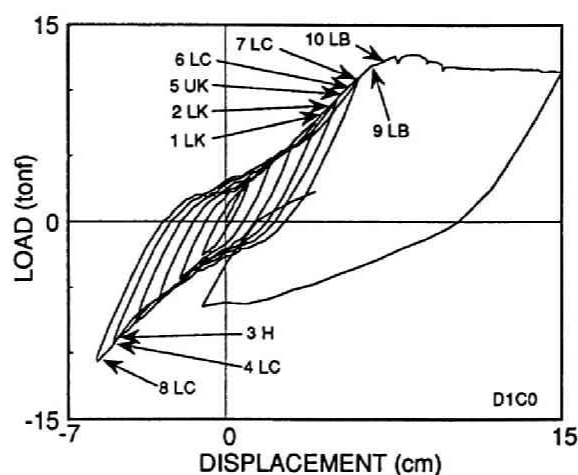
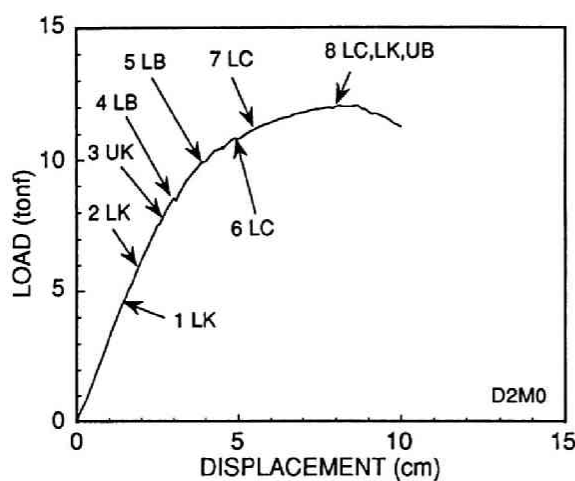
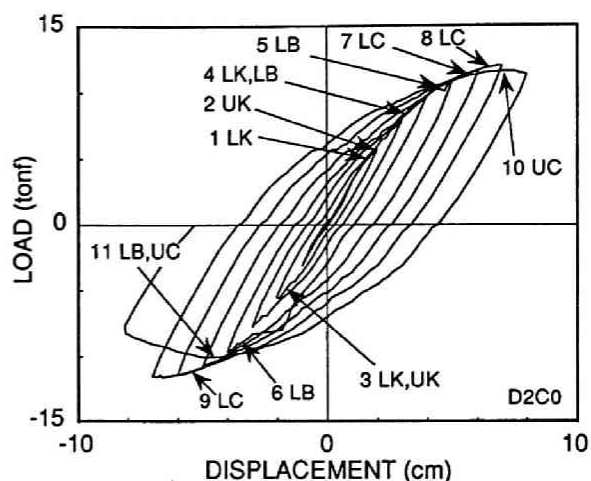


図 5.3 タイプ D1 荷重－変形関係

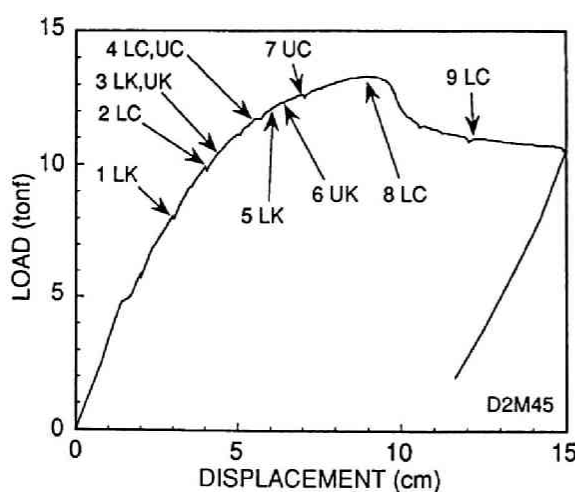


(a) 単調載荷

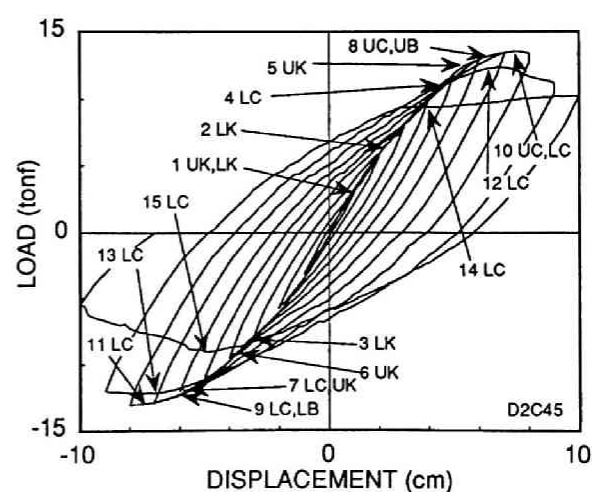


(b) 繰返し載荷

図 5.4 タイプ D2 構面平行方向載荷による荷重－変形関係



(a) 単調載荷



(b) 繰返し載荷

図 5.5 タイプ D2 対角方向載荷による荷重－変形関係

この場合も Knee Brace 部材の曲げ降伏が先行し、その後、圧縮側主柱材の曲げ座屈が発生する。単調載荷、繰返し載荷いずれも図中の 4 の位置でそれぞれ圧縮側主柱材が座屈し、4 本の主柱材の間で応力の再配分が行われて架構の水平剛性は低下し始めるが、復元力は低下せずに安定した履歴曲線を描いている。その後、図 5.5(a) の 8、図 5.5(b) の 10 の位置でそれぞれ引張側主柱材が降伏して最大耐力に達し、引き続き主柱材・斜材の座屈が発生することにより復元力が低下している。繰返し載荷の最終 2 サイクルで復元力が漸次低下しているのは、最外縁主柱材の座屈が進展し、載荷能力が低下したことによるものである。

従来のトラス架構では、主要な部材の座屈発生後に復元力が急激に低下するケースが多いのに対して、本架構では安定した復元力特性を示している。特に、構面平行方向の水平力に対する変形性能の向上は著しく、一般的な鋼構造ラーメン架構に近い性状を示している。また、対角方向の水平力に対しては圧縮主柱材の座屈後挙動と応力再配分が復元力特性に大きな影響を及ぼすが、Knee Brace 部材が主柱材の補剛材となって座屈耐力を向上させるとともに、座屈後の急激な載荷能力の低下を防止する効果を示している。

5.3.2 片持ばり形式（タイプ E）

図 5.6 ～ 図 5.7 に実験から得た片持ばり形式試験体の頂部水平方向の荷重－変形関係を示す。

構面平行方向に載荷した結果（図 5.6）では、パネル中間部の片持ばり部材の曲げプレートに順次曲げ降伏が発生し、さらに復元力が上昇した後に主柱材が座屈する。4 本の主柱材に座屈が発生した後に最大耐力に達しており、単調載荷（図 5.6(a)）ではその後の斜材座屈によって復元力が漸減し、繰返し載荷（図 5.6(b)）では斜材に座屈は発生せず、主柱材の座屈後の載荷能力の低下に伴って復元力が低下している。

対角方向に載荷した結果（図 5.7）では、圧縮側主柱材座屈が先行し、その後片持ばり部材の曲げプレートに曲げ降伏が発生している。単調載荷、繰返し載荷いずれも曲げプレート降伏が順次発生して最大耐力に達し、繰返し載荷では繰返しに伴って主柱材の曲げ座屈による変形が累積し、漸次復元力は低下した。なお、斜材には座屈・引張降伏は認められなかった。

タイプ E 試験体も従来のトラス架構と比較すれば、曲げ降伏部材が降伏してから最大耐力に達するまでの間の復元力特性は安定しており、良好な変形性能を有する

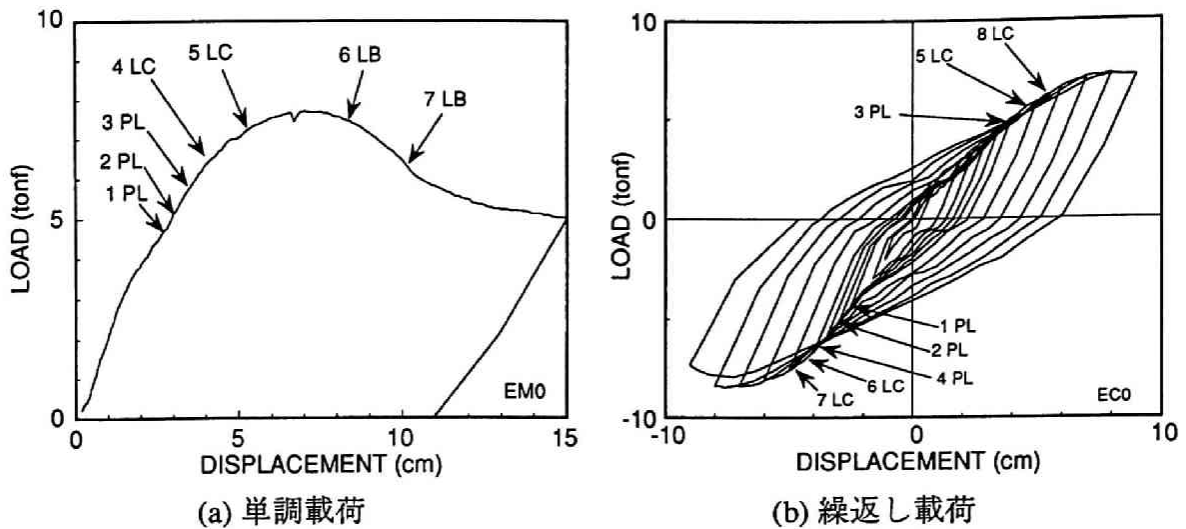


図 5.6 タイプ E 構面平行方向載荷による荷重－変形関係

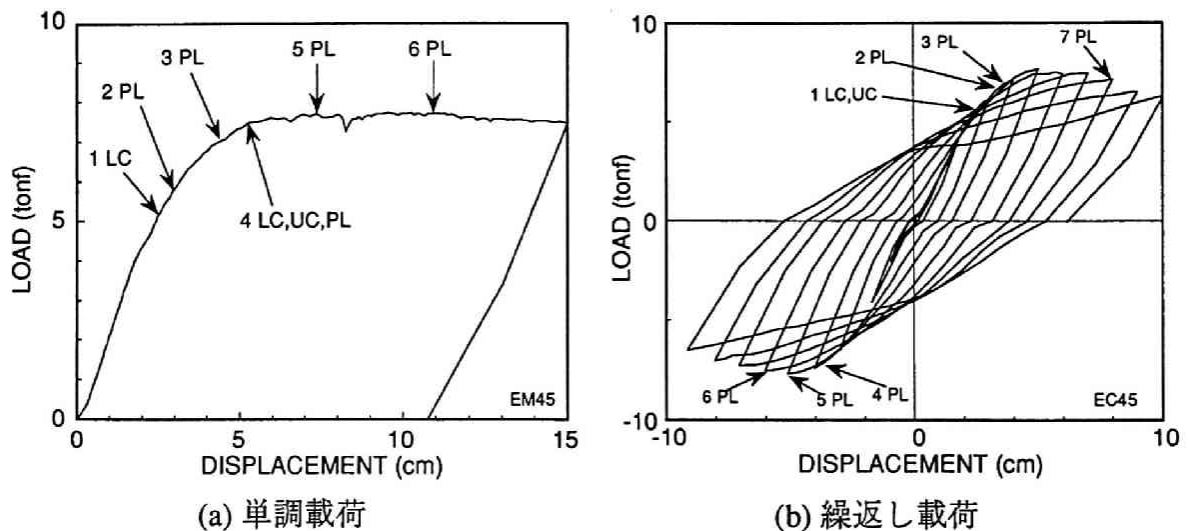


図 5.7 タイプ E 対角方向載荷による荷重－変形関係

ことが明らかである。

タイプ D 試験体と比較すれば、片持ばり部材の長さ分だけ主柱材・斜材接合部で材軸に偏心が生じることにより、主柱材に曲げモーメントが付加されること、タイプ D の Knee Brace による主柱材補剛効果がないこと、などの理由で架構の最大耐力は相当低下している。

5.3.3 従来トラス形式との比較

ダブルワレン形式のトラス架構の変形性能を向上させるための方法として、曲げ降伏先行部材を追加し、主要な圧縮部材の座屈を遅らせた架構を提案したが、前章で詳述した従来型トラス架構と本章で提案した架構の変形性能を比較してみよう。

表 5.2 は、第 4 章、第 5 章で扱った各試験体の耐力・変形量を一覧にして示したものである。表中の最大耐力 P_{\max} は載荷水平荷重の最大値を示し、最大変位 D_{\max} は、仮に最大耐力の 80% を保持できる範囲を最大変位量としたときの頂部水平変位の値である。また、降伏荷重 P_0 、降伏変位 D_0 は各試験体で最初に圧縮部材の座屈、曲げ部材の降伏などの部材損傷が認められた時点での水平荷重と水平変位を示しており、これらの値と各最大値との比率 P_{\max}/P_0 、 D_{\max}/D_0 も示す。

図 5.8 には、各々剛性・耐力の異なる試験体の変形性能を比較するために、第 4 章に示した従来型架構実験から得た荷重－変形関係を表 5.2 の D_0 、 P_0 の値で除した無次元化荷重－変形関係を示した。

また、エネルギー吸収能力の観点から架構の変形能力を評価するために、荷重－変形関係が囲む面積 E_k の弾性変形部分の面積 E_0 に対する比として定義する塑性変形倍率 $\mu = E_k/E_0$ を求めた結果も表 5.2 に示す。

図 5.8(a)、(b) の構面平行方向載荷による結果では、第 4 章で指摘したとおりいずれも架構の降伏後に急激な復元力の低下をきたしているのが明らかである。表 5.2 の塑性変形倍率 μ について見れば、ボルト接合タイプの従来型トラス架構では 1.16 ～ 3.43 の範囲にある。また、図 5.8(c)、(d) の対角方向載荷による結果では、降伏後に復元力が低下するものの、 $D/D_0 > 3.0$ 程度までは $0.6P_0 \sim 1.0P_0$ 程度の一定の復元力を保持しており、塑性変形倍率 μ は 1.14 ～ 8.02 の範囲にある。

一方、提案する新型架構について同様の無次元化荷重－変形関係を図 5.9 に示す。同図には比較のために従来型トラス架構の結果も一部重ねて示す。

図 5.9(a) に示すタイプ D (Knee Brace タイプ) では、 D/D_0 が 3 ～ 5 まで降伏点を上回る復元力を保持しており、塑性変形倍率 μ は 6.19 ～ 16.41 の高い値を示している。図 5.9(b) に示すタイプ E では、タイプ D よりも若干劣るものの、 D/D_0 が 2.5 まで降伏点を上回る復元力を保持しており、塑性変形倍率 μ は 4.86 ～ 13.91 の値を示している。

これらの結果から曲げ降伏部材の断面を適切にとれば、水平荷重の作用方向によらず試験体架構の塑性変形倍率は、タイプ D で 10 以上、タイプ E で 5 以上を確保できており、適当な曲げ降伏先行部材を取付る手法がトラス架構の変形性能を向上さ

せる上で有効な手段であることが明らかである。また、このような架構であれば、許容応力度設計と終局強度設計を併用する現行の建築物の構造設計手法を採り入れることも可能であると考えられる。

表 5.2 試験体の耐力、変形量

試験体	最大耐力 Pmax (tonf)	最大変位 Dmax (cm)	降伏荷重 Po (tonf)	降伏変位 Do (cm)	Pmax/Po	Dmax/Do	塑性変形倍率 $\mu = E\kappa/Eo$
AWM0A0	12.26	6.79	11.73	4.77	1.045	1.423	2.037
AWC0A0	12.40	3.14	10.91	2.67	1.137	1.176	3.864
AWM4A0	9.46	3.25	6.95	1.90	1.361	1.711	3.089
AWC4A0	9.90	2.50	6.91	1.41	1.433	1.773	2.214
ABM0A0	13.08	4.71	12.36	4.26	1.058	1.104	1.155
ABC0A0	11.18	3.43	8.92	3.42	1.253	1.001	3.100
ABM4A0	9.26	2.50	7.22	2.40	1.283	1.042	3.430
ABC4A0	9.75	3.70	7.72	2.32	1.263	1.597	2.052
BBM0A0	14.27	4.56	13.51	4.25	1.056	1.074	1.490
BBC0A0	14.01	4.50	11.87	3.01	1.180	1.497	2.053
BBM4A0	10.71	3.40	10.16	3.00	1.054	1.133	1.396
BBC4A0	10.88	2.80	9.51	2.50	1.144	1.120	1.602
BBM2A0	14.60	4.28	13.18	3.59	1.108	1.192	1.404
BBC2A0	12.49	3.81	11.76	3.51	1.062	1.085	1.227
A27BC0A0	11.11	4.00	10.41	3.69	1.068	1.084	2.140
A34BC0A0	13.07	5.60	12.75	4.30	1.025	1.303	1.676
A21BC0A0	6.46	2.90	6.46	2.51	1.000	1.155	1.326
A27BC4A0	10.48	5.01	10.29	3.81	1.018	1.314	1.821
A34BC4A0	11.01	3.90	10.98	3.60	1.002	1.082	1.309
A21BC4A0	6.54	3.30	6.52	2.50	1.004	1.323	1.738
BBC0A45	11.94	3.92	11.64	3.14	1.026	1.248	4.107
BBM4A45	7.32	5.39	6.17	1.61	1.186	3.351	7.041
BBC4A45	7.41	4.53	6.95	1.70	1.066	2.662	4.248
BBM2A45	10.33	2.70	10.00	2.50	1.033	1.080	8.023
BBC2A45	9.79	5.01	9.79	2.61	1.000	1.918	3.005
A27BC0A45	13.07	6.00	13.02	4.30	1.004	1.394	2.491
A34BC0A45	11.89	7.00	11.84	4.10	1.005	1.708	2.305
A21BC0A45	8.70	3.50	4.63	2.64	1.880	1.325	1.140
A27BC4A45	9.26	4.00	9.12	2.50	1.015	1.599	2.341
A34BC4A45	8.02	5.00	7.13	1.70	1.125	2.946	5.152
A21BC4A45	7.80	3.01	6.26	2.07	1.246	1.454	2.971
D1C0	12.75	15.00	8.19	4.30	1.557	3.488	8.126
D2M0	12.05	10.00	4.53	1.40	2.661	7.138	6.192
D2C0	11.93	8.00	5.03	1.70	2.371	4.714	15.628
D2M45	13.31	14.85	7.60	2.75	1.751	5.394	14.456
D2C45	13.52	9.01	5.72	2.00	2.363	4.502	16.408
EM0	7.71	10.31	4.63	2.64	1.667	3.899	13.906
EC0	8.46	9.00	4.86	3.80	1.739	2.370	4.858
EM45	7.71	15.00	6.21	3.33	1.242	4.511	9.547
EC45	7.70	9.02	6.00	2.83	1.283	3.187	6.889

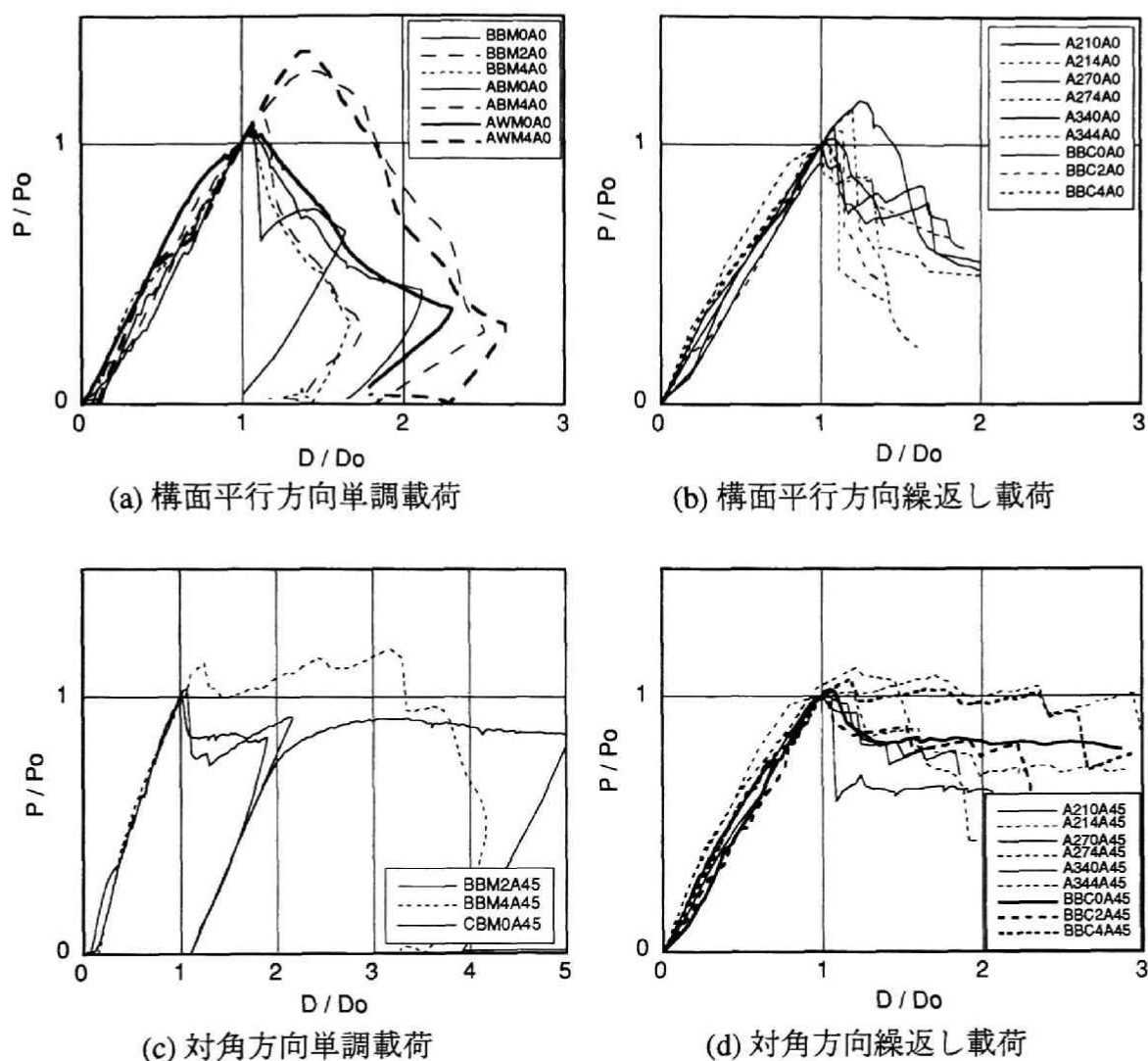


図 5.8 従来型トラス架構の無次元化荷重－変形関係

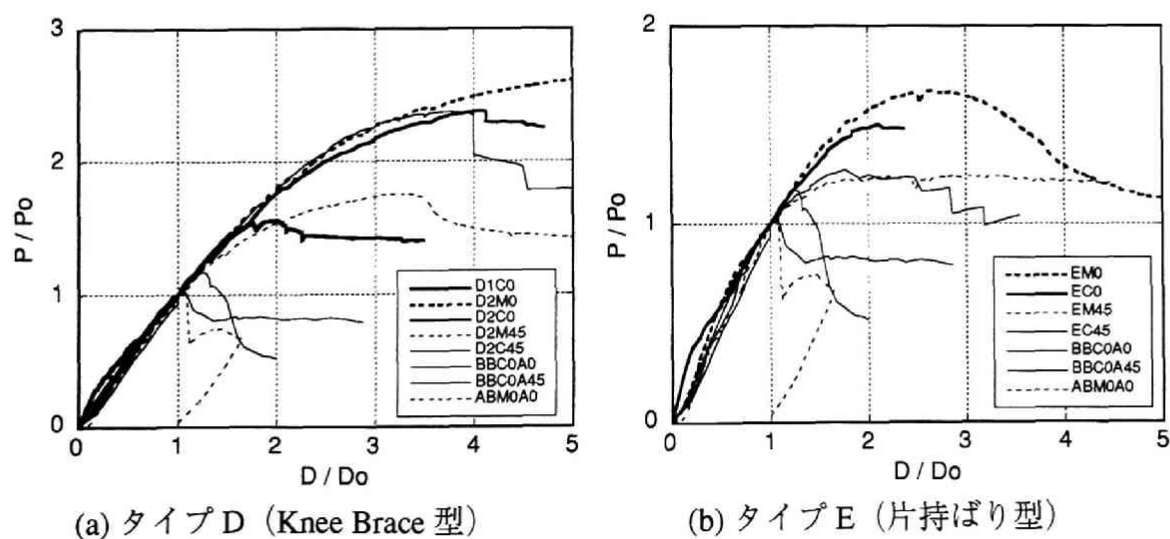


図 5.9 提案トラス架構の無次元化荷重－変形関係

5.4 数値解析による提案架構の耐力評価

提案架構の中でも特に良好な変形性能を示したタイプ D2 試験体の 1 構面を取り出した形の平面架構を対象に、構面平行方向載荷実験と同様の境界条件、荷重条件で直接剛性法による増分解析を行い、架構の崩壊機構が形成される過程を解析的に確認した。

5.4.1 解析条件

解析モデルは実験に用いた試験体の各部材を線材要素として取り扱ったものであるが、接合部のディテールが部材応力の分配に及ぼす影響を考慮し、図 5.10 に示す要素分割したモデルとしている。各要素に付した符号は C が主柱材、B が斜材、H が水平材、K が Knee Brace 部材を示す。

解析では、各部材の曲げモーメントと軸力の相関を考慮して全塑性状態に達した箇所では塑性ヒンジが形成されるものとし、図 5.11(a) に示す判定基準を用いた。図中の N_y 、 M_p はそれぞれ、素材実験から得た降伏点と部材の公称断面寸法から計算した降伏軸力、全塑性モーメントを示す。

部材の軸力と軸方向変形の関係は、降伏または座屈により伸び剛性が 1/100 に低下するものと仮定して図 5.11(b) に示す軸方向荷重－変形関係を用いた。ここで N_y は降伏軸力、 N_{CR} は両端ピン支持の中心圧縮中とみなしたときの座屈耐力を鋼構造設計規準に基づき安全率を 1.0 として計算したものである。

5.4.2 解析結果

タイプ D2 試験体を構面平行方向に単調載荷した場合について、図 5.12 に実験および解析から得た荷重－変形関係を重ねて示す。

解析結果では載荷初期から水平剛性が実験値よりも相当高い値を示しているが、これは試験体に見られるボルト接合部のボルトのすべりが考慮されていないことや部材接合部は全て剛接合とし接合部の回転剛性を評価に入れていないことが原因と考えられる。

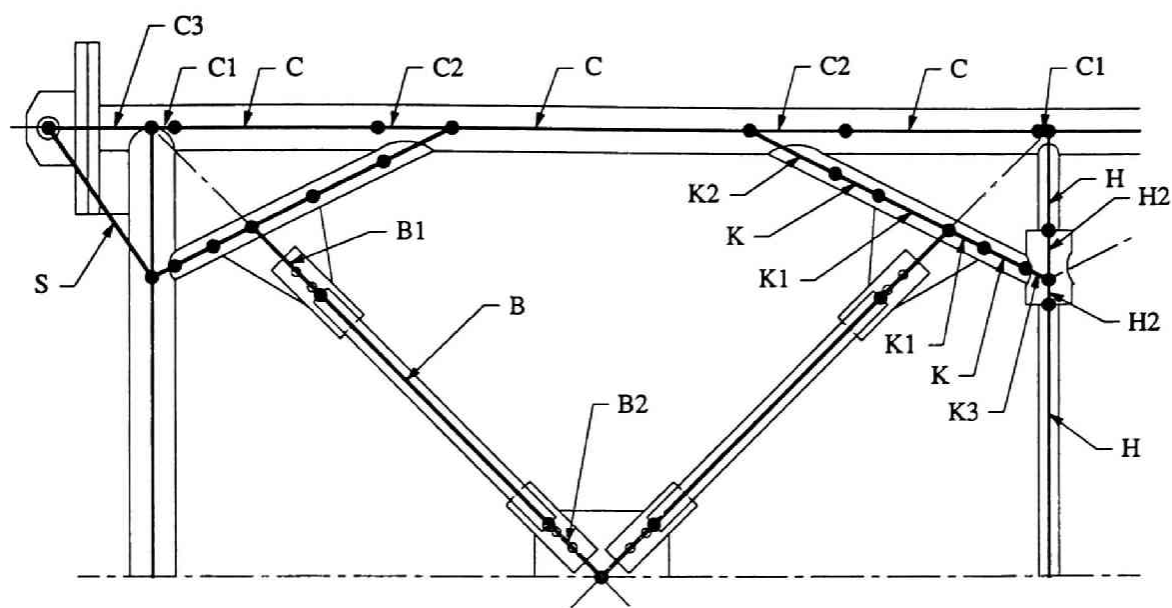
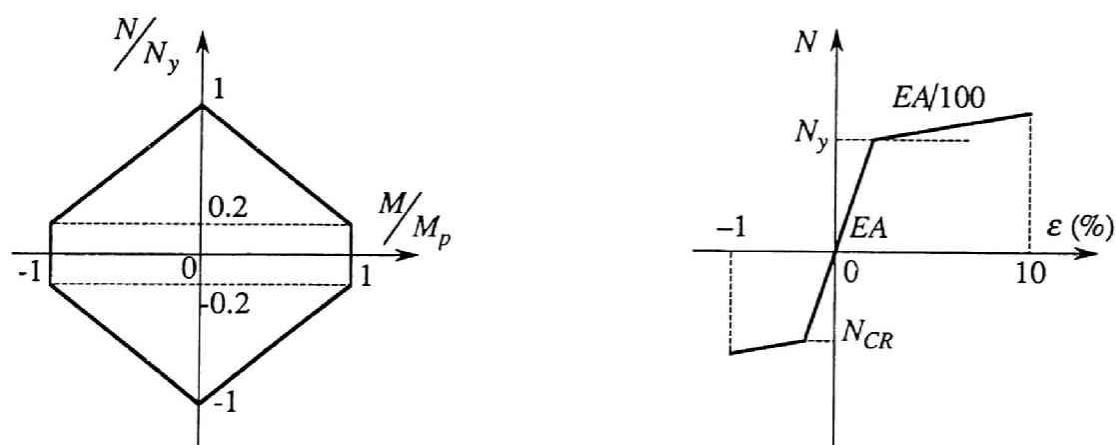


図 5.10 タイプ D2 試験体解析モデル



(a) 曲げモーメントー軸力相関関係

(b) 軸方向荷重ー変形関係

図 5.11 解析要素モデル

図中の記号は、○が曲げ部材の降伏、●が水平材曲げ降伏、□が斜材座屈、■が主柱材座屈をそれぞれ示す。両者を比較すれば曲げ部材の降伏が先行し、続いて斜材の座屈が発生する過程が解析によりほぼ追跡されており、接合部ディテールのモデル化を適切に行えば、架構の耐力評価が可能であると考えられる。

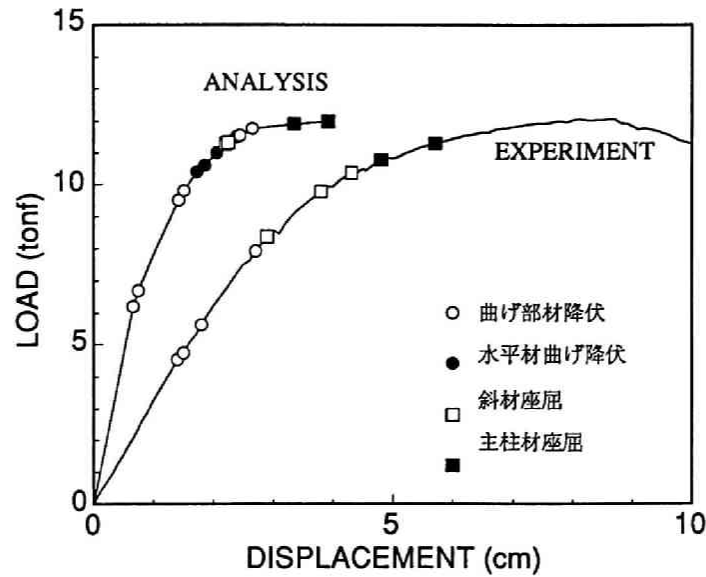


図 5.12 タイプ D2 荷重－変形関係

5.5 結論

塔状鋼構造物の代表的な架構形式のひとつである冷間成形鋼管から成るダブルワレン型のトラス架構の変形性能を向上させるための試みとして、曲げ降伏先行部材を追加した新しい結構形式を提案し、水平力に対する復元力特性を実験的に調べた。

提案架構の特徴は、斜材両端部の主柱材との接合部に曲げ降伏する部材を追加したもので、架構の非線形挙動を安定化させると同時に、圧縮部材の座屈発生を遅らせることを意図したものである。曲げ降伏部材として、鋼管部材による Knee Brace 形式および鋼板による片持ちばり形式の 2 種類の架構の試験体を製作し、従来型トラス架構の実験結果と比較した。その結果、得られた知見をまとめると以下の通りである。

1. 従来のダブルワレン形式の塔状トラス架構では、主要な部材の座屈発生後に復元力が急激に低下する場合が多いのに対して、提案トラス架構では安定した復元力特性を示している。特に、構面平行方向の水平力に対する変形性能の向上は著しく、一般的な鋼構造ラーメン架構に近い性状を示している。

2. Knee Brace 形式の架構では、Knee Brace 部材が主柱材の補剛材となって座屈耐力を向上させるとともに、座屈後の急激な載荷能力の低下を防止する効果を示すことにより、主柱材座屈後の復元力低下がほとんど見られない。試験体架構の塑性変形倍率は3～5以上の値を示した。
3. 片持ちばり形式の架構は、鋼材量および製作に要する工数が従来型トラスと変わらない点が特徴であるが、曲げ降伏部材が降伏してから最大耐力に達するまでの間の復元力特性は安定しており、良好な変形性能を有することを実験的に示した。試験体架構の塑性変形倍率は2.5以上の値を示した。
4. Knee Brace 形式の架構について、平面モデルを用いた増分解析を行った結果、適切な接合部ディテールのモデル化により架構の崩壊過程と終局耐力を十分な精度で評価できることを示した。

第5章 参考文献

- [1] Lewis C. Shmidt, Ariel Hanaor : Force Limiting Devices in Space Trusses, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.105, No.ST5, pp.939-951, 1979.
- [2] 脇山広三・今井克彦・多田元英・近藤史朗：トラス材の応力制限機構に関する研究（その1 応力制限機構の圧縮実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）構造II、pp.1287-1288、1990年10月.
- [3] 脇山広三・今井克彦・多田元英・近藤史朗：トラス材の応力制限機構に関する研究（その2 応力制限機構を持つ部材の圧縮実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）構造II、pp.1289-1290、1990年10月.
- [4] 多田元英・林真理子・今井克彦：応力制限機構を組み込んだ2層立体トラスの載荷能力に関する研究（その1 FLDトラス）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）構造II、pp.1227-1228、1991年9月.
- [5] J. Dario Aristizabal-Ochoa : Disposable Knee Bracing Improvement in Seismic Design of Steel Frames, J. of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.7, pp.1544-1552, 1986.

第6章

総括

第1章から第5章まで、塔状鋼構造物を対象に構造設計上重要と考えられる問題点をいくつか取り上げ、その力学的性状を、一般的な鋼構造建築物と異なる部分に着目し、実験および解析的手法により調べてきた。塔状鋼構造物の力学的性状に関する本研究で明らかになった点をまとめ、今後の問題点を述べて本論文の総括とする。

第1章では、塔状鋼構造物に特徴的な高さ方向の質量分布を持つ試験体を各種用いて振動台による正弦波・ランダム波加振実験を行い、弾性振動時の基本動特性ならびに地震荷重の高さ方向分布の特徴について調べた。

塔高50～100m規模の鉄塔では過去の地震記録による卓越振動数に対して2次モードが卓越するケースが多く、その場合に層せん断力係数分布係数は A_1 分布と大差ないと考えられるが、頂部の質量が軽くなるに従って相対的に頂部の層せん断力係数が大きくなる傾向がある。従って、機能上などの理由で厳しい変形量の制限が課せられる場合（例えば無線鉄塔・通信鉄塔）には特に注意が必要である。

しかし、1次振動モードが卓越して振動する場合、地震層せん断力係数の分布係数として新耐震設計基準で規定される A_1 分布によれば地震層せん断力の過小評価につながる場合があり危険側となる。従って曲げせん断型の振動系を仮定して地震力を評価する必要がある。

第2章では、特徴的な振動特性を持つ付属物の一例として送電鉄塔における架渉

線を取り上げ、鉄塔—架渉線連成振動系の地震時の動的挙動を模型振動実験、数値解析の手法により調べた。特に架渉線張力の影響が大きいとされる耐張型鉄塔を対象とし、3鉄塔2スパンからなるモデルを使って、地震時を対象に加振実験および動的解析を行って弾性振動時の動特性を調べた。

鉄塔—架渉線連成系の動的応答には水平面内で強い方向性が存在し、特に加振方向ならびに応答の方向は、線路方向と線路直交方向で顕著な違いが見られた。

線路直交方向の応答では架渉線に鉄塔の応答を低減する減衰効果が見られ、応答の大きさは架渉線のない独立鉄塔と同程度またはそれを下回る場合が多く、実験範囲内では最大約40%応答が小さくなった。

逆に、線路方向の応答は架渉線の影響が最も大きく見られ、架渉線のない独立鉄塔と同程度またはこれを大幅に上回る場合がある。実験範囲内では最大約2倍の応答が見られた。これらの応答の方向性は主な加振方向がいずれの方向であっても同じ特性を示すものである。

特に線路方向の応答が大きくなる理由として、架渉線により繋がれた鉄塔に動特性の異なる鉄塔が存在した場合の架渉線を介した連成効果が考えられる。固有振動数が入力地震波の卓越周期に近いことにより応答が大きい鉄塔が存在する場合には、単独では応答の小さい隣接鉄塔も、応答の大きい鉄塔と同程度の応答を生じる。従って、連成系内で最も応答の大きい鉄塔の応答に基づいて各鉄塔の地震応答を評価する必要がある。

また、連成系の静的釣合状態から求められる固有モードなどの動特性から最大応答を評価するのは困難であり、架渉線の幾何学的非線形性を考慮した動的解析などの方法による必要がある。本論で用いた立体振動解析によれば、鉄塔—架渉線連成系の動的応答を十分な精度で評価することができる。

本研究では、均等スパンで一直線上に高低差のない鉄塔が連結され、鉄塔の固有振動数のみが異なる場合を取上げたが、鉄塔が一直線上に並ばない場合や、入力地震波の到達時間が鉄塔間の距離に応じて異なる事など、動的応答に大きな影響を及ぼすと予想される問題点は多々残されており、今後これらの条件を考慮した応答の評価が必要であると考えられる。

第3章では鋼素材および溶接・ボルト接合部を対象に載荷速度を制御した高速繰返し載荷実験を行い、各種接合部の履歴特性に及ぼすひずみ速度効果について調べた結果についてまとめた。

SS400鋼素材では、載荷速度の増加に伴い上下降伏点、引張強度の上昇が顕著であ

る。定ひずみ振幅（約 2 % ）での繰返し载荷による復元力特性では初载荷時の降伏点に顕著なひずみ速度効果が見られるが、その後の繰返し载荷による定常状態での復元力特性を bi-linear 型履歴曲線で表現すれば、塑性域の勾配がひずみ速度の増加に伴い上昇する傾向が見られる。しかし、本実験のひずみ振幅程度であれば上昇の程度は小さく、履歴吸収エネルギーに対するひずみ速度の影響は極めて小さいと見ることができる。ひずみ硬化が顕著に現われる程度のひずみ振幅であれば応力度が更に増加することも予想されるが、降伏棚域程度のひずみ振幅では鋼架構の挙動に及ぼすひずみ速度効果は小さいと考えられる。今後、さらに大きなひずみ振幅領域における影響を調べる必要がある。

SS400 鋼の突合せ溶接接合部を対象とした場合、突合せ溶接接合部近傍の母材で主な塑性化が進行するため、耐力上のひずみ速度効果は鋼素材に近い傾向を示す。溶接部近傍について定常状態の履歴曲線を bi-linear 型で表現すれば、鋼素材と比較して塑性域の勾配はわずかに大きい傾向が見られた。

高力ボルト摩擦接合部を対象とした場合、被接合材板要素の降伏が先行し、続いて摩擦接合部のすべりが生じる設計の 2 面せん断型継手では、载荷速度の増加に伴い摩擦限界がわずかに低下する傾向が見られた。単調引張実験から得た载荷速度との関係はばらつきが大きく、初すべり時の耐力は载荷速度の影響を顕著に受けるとは結論づけることはできない。

しかし、すべり耐力を超える繰返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接合部の復元力特性は、主にすべり耐力に大きな影響が見られた。繰返し数と共にすべり耐力は低下し、第 2 ～ 3 サイクルではほぼ定常の履歴曲線を描くが、载荷速度の影響はこのすべり耐力とその低下率にあらわれた。

すべり耐力の低下と载荷速度の影響を考慮に入れ、完全弾塑性型の履歴曲線で復元力特性を定量的に表現したが、第 2 ～ 3 サイクル以後の定常状態におけるすべり耐力は、初すべり時と比較して最大 1/2 程度にまで低下し、载荷速度が増大するほど低下率は大きくなる。従って、低層のブレース付きラーメン架構やトラス架構などの、地震時などに比較的载荷速度の影響を受けやすいと考えられる架構では、高力ボルト接合部のすべり耐力の低下に伴い、架構のエネルギー吸収能力などが低下することが予想される。

中ボルトせん断型接合部を対象とした場合、被接合材板要素の降伏が先行し、ボルト軸部は降伏しない設計のめっき中ボルトによる 2 面せん断型接合部では、载荷速度の増大に伴って単調引張载荷による最大降伏点の上昇が見られる。繰返し载荷による履歴曲線では、ボルト軸部と板要素の間の支圧部分の塑性変形量に相当する

振幅ですべりが生じ、このすべり領域での復元力特性は、すべり荷重が低いために高力ボルト摩擦接合ほどの載荷速度の影響を受けない。

高力ボルト摩擦接合部については、実際の架構に使用される状況ではボルト本数が多い点や、また、ボルト軸部の破断、板要素の降伏、はしあき部降伏、などさまざまな破壊形式が考えられる点から、ディテールの違いにより載荷速度の影響も異なる様相を示すことが予想される。同じ接合方法によっても、このようなディテールの違いによる力学的性状は異なり、今後、さらに詳細な検討が必要と考えられる。

本研究では対象を接合部に限定したが、接合部の力学的性状が載荷速度の影響を受けて変化した場合、架構全体の性状に及ぼす影響を明らかにすることも今後の重要な課題であると考えられる。

第4章では、塔状鋼構造物の代表的な架構形式である冷間成形鋼管から成るダブルワレン型のトラス架構を対象に、特に塔状鋼構造物に水平荷重が作用したときの変形性能に注目して、部分架構を用いた静的載荷実験を行い、従来架構の静力学的特性について調べた。

架構の変形性能に及ぼす影響が大きい構造的条件として、水平面内における水平力の作用方向、主柱材の初期導入軸力レベル、主柱材・斜材の細長比の組合せ、があげられる。

従来型のトラス架構に、部材の座屈・降伏後の非線形挙動を考慮に入れた終局強度設計の適用可能性を考えると、水平力が対角方向に作用する場合には部材細長比が限界細長比以下で非弾性座屈する場合には一定レベルの変形性能を期待できるが、構面平行方向に作用する場合には座屈後の復元力は急激な劣化を示すため変形性能に期待できない点を指摘した。従って、特に構面平行方向の水平力に対する変形性能を改善することが必要である。

第5章では、特に従来型トラス架構の変形性能が低い構面平行方向の水平力に対する変形性能を向上させることを目的に新しいトラス架構形式を提案し、静的載荷実験によりその効果を検証した。提案架構の特徴は、斜材両端部の主柱材との接合部に曲げ降伏する部材を追加したもので、架構の非線形挙動を安定化させると同時に、圧縮部材の座屈発生を遅らせることを意図したものである。

従来のダブルワレン形式の塔状トラス架構では、主要な部材の座屈発生後に復元力が急激に低下する場合が多いのに対して、提案トラス架構では安定した復元力特性を示している。特に、構面平行方向の水平力に対する変形性能の向上は著しく、

一般的な鋼構造ラーメン架構に近い性状を示した。

Knee Brace 形式、片持ち形式の 2 種類の架構形式を提案した。Knee Brace 形式では、Knee Brace 部材が主柱材の補剛材となって座屈耐力を向上させるとともに、座屈後の急激な載荷能力の低下を防止する効果を示した。試験体架構の塑性変形倍率は 3 ～ 5 以上の値を得た。また、片持ち形式の架構は、鋼材量および製作加工量が従来型トラスと変わらない点が特徴であるが、曲げ降伏部材が降伏してから最大耐力に達するまでの間の復元力特性は安定しており、良好な変形性能を有することを実験的に示した。試験体架構の塑性変形倍率は 2.5 以上の値を示した。

2 種類の提案架構を比較すれば、Knee Brace 部材による主柱材の補剛効果により、Knee Brace 形式がより高い変形性能を示すと考えられる。また、Knee Brace 形式の架構について、平面モデルを用いた増分解析を行った結果、適切な接合部ディテールのモデル化により架構の崩壊過程と終局耐力を十分な精度で評価できることを示した。

このように曲げ降伏先行部材を追加することにより、圧縮部材の座屈発生を遅らせ、曲げ部材の塑性変形によるエネルギー吸収能力を利用する手法は、主要な部材座屈後の変形性能に期待できないトラス架構の変形性能を向上させる手法として有効であることが明らかとなった。このような架構形式を採用することによって、トラス架構に対しても一般的な鋼構造ラーメン架構と同様の終局強度設計の手法を採用し、より合理的に構造安全性を評価することが可能であると考えられる。トラス架構に対する新たな設計手法を確立することも今後の研究課題であると考えられる。

発表論文・梗概リスト (共著者)

第1章

- ・塔状鋼構造物の耐震性評価に関する基礎的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）構造II、pp.779-781、1986年8月。（金夢潔、甲津功夫、平川恭章）
- ・塔状鋼構造物の動的特性に関する実験的研究、京都大学防災研究所年報、第31号B-1、pp.363-377、1988年4月。（金夢潔、甲津功夫、平川恭章）

第2章

- ・塔状鋼構造物の動的特性に関する実験的研究、日本建築学会近畿支部研究報告書、第28号構造系、pp.429-432、1988年5月。（金夢潔、甲津功夫、平川恭章）
- ・振動台実験による鉄塔—架渉線連成系構造物のシステム同定、第8回日本地震工学シンポジウム、pp.1977-1982、1990年。（金夢潔、甲津功夫、藤村和男）
- ・鉄塔—架渉線連成系における鉄塔の動的応答について、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）構造II、pp.1377-1378、1993年9月。（金夢潔、甲津功夫）
- ・振動台実験による鉄塔—架渉線連成系の地震応答について、日本建築学会構造系論文報告集、投稿中。（金夢潔、甲津功夫）

第3章

- ・高速繰返し載荷を受ける鋼構造各種接合部の履歴特性に関する実験的研究、京都大学防災研究所年報、第35号B-1、pp.137-145、1992年4月。（金夢潔、甲津功夫）
- ・The Effect of Strain Rate in Steel Structural Joints due to High Speed Cyclic Loadings, Proceedings of the 10th WCEE, Vol.5, pp.2863-2866, 1992.(Isao Kohzu, Kiyoshi Kaneta)
- ・高速繰返し載荷を受ける鋼構造ボルト接合部の履歴特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）構造II、pp.1057-1058、1991年9月。（金夢潔、甲津功夫、藤村和男）
- ・鋼構造各種接合部の高速繰返し載荷実験、日本建築学会近畿支部研究報告書、第32号構造系、pp.253-256、1992年5月。（金夢潔、甲津功夫、安富正佳）
- ・高速繰返し載荷を受ける鋼素材・溶接接合部の履歴特性について、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）構造II、pp.1657-1658、1992年8月。（金夢潔、甲津功夫、安富正佳）

- ・高速繰返し荷重下における鋼構造接合部の復元力特性、日本建築学会構造系論文報告集、投稿中。(金夢潔、甲津功夫、安富正佳)

第4章

- ・鋼管を用いた塔状立体トラス構造物の力学的挙動について、京都大学防災研究所年報、第30号B-1、pp.169-182、1987年4月。(金夢潔、甲津功夫、平川恭章、稲岡真也)
- ・対角方向水平力を受ける鋼管塔状立体トラス構造物の力学的挙動について、京都大学防災研究所年報、第31号B-1、pp.351-361、1988年4月。(金夢潔、甲津功夫、平川恭章、稲岡真也)
- ・鉛直力と水平力を同時に受ける鋼管塔状立体トラス構造物の力学的挙動について、京都大学防災研究所年報、第32号B-1、pp.483-497、1989年4月。(金夢潔、甲津功夫、稲岡真也、山田直人)
- ・Stability and Deformability of Space Trussed Tubular Structures, Tubular Structures, the Third International Symposium, pp.380-387, 1989. (Kiyoshi Kaneta, Isao Kohzu, Kazuo Fujimura)
- ・鋼管トラスにより構成される塔状構造物の塔体部の復元力特性に関する研究、日本建築学会近畿支部研究報告書、第27号構造系、pp.429-432、1987年5月。(金夢潔、甲津功夫、平川恭章、稲岡真也)
- ・鋼管トラスにより構成される塔状構造物の塔体部の復元力特性に関する実験的研究(その1 構面平行方向水平力を受ける場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)構造II、pp.957-958、1987年10月。(金夢潔、甲津功夫、平川恭章、稲岡真也、藤村和男)
- ・対角方向水平力を受ける鋼管立体塔状トラス構造物の力学的挙動について、日本建築学会近畿支部研究報告書、第28号構造系、pp.353-356、1988年5月。(金夢潔、甲津功夫、平川恭章、細川慎也、藤村和男)
- ・鋼管トラスにより構成される塔状構造物の塔体部の復元力特性に関する実験的研究(その2 対角方向水平力を受ける場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)構造II、pp.1057-1058、1988年10月。(金夢潔、甲津功夫、平川恭章、稲岡真也、藤村和男)
- ・水平力と鉛直力を同時に受ける鋼管立体塔状トラス構造物の力学的挙動について、日本建築学会近畿支部研究報告書、第30号構造系、pp.393-396、1989年5月。(金夢潔、甲津功夫、平川恭章、細川慎也、藤村和男)

第5章

- ・Load Carrying Capacity of Steel Tubular Tower Structures, IABSE Symposium, pp.581-586, 1989. (Kiyoshi Kaneta, Isao Kohzu, Shinya Inaoka, Kazuo Fujimura)

- ・鋼管で構成される塔状トラス構造物の耐力及び変形性能について（曲げ降伏先行型架構の力学的挙動について）、京都大学防災研究所年報、第33号B-1、pp.321-329、1989年4月。（金夢潔、甲津功夫、山田直人、安田俊一）
- ・KNEE BRACE付き鋼管トラス構造の力学的挙動に関する基礎的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）構造II、pp.1199-1200、1991年9月。（安田俊一、金夢潔、甲津功夫、藤村和男）

その他の論文・梗概リスト

- ・各種鋼構造柱梁溶接接合部の疲労特性に関する研究、日本建築学会近畿支部研究報告書、第22号<構造系>、pp.237-240、1982年6月。（金夢潔、甲津功夫、内山義英）
- ・繰返し曲げを受ける鋼構造梁端部の挙動に関する実験的研究（平均変位を有する変位制御実験）、日本建築学会近畿支部研究報告書、第22号 構造系、pp.241-244、1982年6月。（金夢潔、甲津功夫、内山義英）
- ・各種鋼構造柱梁溶接接合部の疲労特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）構造II、pp.1751-1752、1982年10月。（金夢潔、甲津功夫、内山義英）
- ・繰返し載荷を受ける鋼構造梁端部の破壊挙動、第6回日本地震工学シンポジウム、pp.697-704、1982年12月。（金夢潔、甲津功夫、内山義英）
- ・鋼製サンドイッチ板構造に関する基礎的研究（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）構造II、pp.1167-1168、1983年10月。（金夢潔、甲津功夫、村上陸太、伊藤茂樹）
- ・鋼製サンドイッチ板構造に関する基礎的研究（その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）構造II、pp.1171-1172、1983年10月。（金夢潔、甲津功夫、福井茂和）
- ・鋼製サンドイッチ板構造に関する実験的研究（その1 鋼製サンドイッチ板単体の力学的特性について）、日本建築学会近畿支部研究報告書、第24号 構造系、pp.325-328、1984年6月。（金夢潔、甲津功夫、伊藤茂樹、今野和近、馬屋原秀昭）
- ・鋼製サンドイッチ板構造に関する実験的研究（その2 鋼製サンドイッチ板構造の力学的特性について）、日本建築学会近畿支部研究報告書、第24号 構造系、pp.329-332、1984年6月。（金夢潔、甲津功夫、伊藤茂樹、今野和近、小迫予志江）
- ・鋼製サンドイッチ板構造に関する実験的研究（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）構造II、pp.1367-1368、1984年10月。（金夢潔、甲津功夫、伊藤茂樹、今野和近）
- ・鋼製サンドイッチ板構造に関する実験的研究（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）構造II、pp.1369-1370、1984年10月。（金夢潔、甲津功夫、伊藤茂樹、今野和近）

- ・鋼製サンドイッチ板の表面板における座屈現象に関する研究、日本建築学会近畿支部研究報告書、第25号 構造系、pp.489-492、1985年5月。(金夢潔、甲津功夫、伊藤茂樹、今野和近、深沢卓司)
- ・鋼製サンドイッチ板接合部に関する実験的研究、日本建築学会近畿支部研究報告書、第25号 構造系、pp.493-496、1985年5月。(金夢潔、甲津功夫、伊藤茂樹、今野和近、林文賢)
- ・鋼製サンドイッチ板の表面板における座屈現象に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海) 構造II、pp.735-736、1985年10月。(金夢潔、甲津功夫、伊藤茂樹、今野和近、深沢卓司)
- ・鋼製サンドイッチ板の剛性評価に関する研究、日本建築学会近畿支部研究報告書、第26号 構造系、pp.385-388、1986年5月。(金夢潔、甲津功夫、前田幹博)
- ・鋼製サンドイッチ板構造における柱梁接合部周辺の表面板の応力状態、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道) 構造II、pp.781-782、1986年8月。(金夢潔、甲津功夫、武内一夫)
- ・鋼製サンドイッチ板の剛性評価に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道) 構造II、pp.783-784、1986年8月。(金夢潔、甲津功夫、武内一夫)
- ・Newly Developed Sandwich Construction for Earthquake Resistance Structures, Proceedings of the 8th EAEE, Vol.4, pp.7.2/41-48, 1986. (Kiyoshi Kaneta, Isao Kohzu, Shigeki Itoh, Kazuchika Konno)
- ・On the Strength and Ductility of Steel Sandwich Constructions Subjected to Seismic Forces, Proceedings of the 8th EAEE, Vol.4, pp.7.2/49-56, 1986. (Kiyoshi Kaneta, Isao Kohzu, Shigeki Itoh, Kazuchika Konno)
- ・鉄骨造H形鋼柱梁仕口部の強度ならびに変形性能に関する実験的研究、京都大学防災研究所年報、第32号B-1、pp.499-512、1989年4月。(金夢潔、甲津功夫、上妻正典、兵頭陽)
- ・H形鋼柱梁仕口部の耐力評価に関する実験的研究、日本建築学会近畿支部研究報告書、第30号 構造系、pp.353-356、1989年5月。(金夢潔、甲津功夫、藤井堅二、木田隆、布施常清)
- ・2方向地震力を受ける鋼構造立体架構の振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) 構造II、pp.1495-1496、1991年9月。(金夢潔、甲津功夫、武内一夫)
- ・金属系新素材・新材料の利用技術の開発(建設省総合プロジェクト・新素材) その20 60キロ級高性能鋼の柱梁接合部の繰返し載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) 構造II、pp.1121-1122、1991年9月。(山口義弘、甲津功夫、小島秀一、浜田貴照)
- ・システム同定による鋼構造立体架構の動力学的特性評価に関する研究、平成3年度科学研究費補助金(一般研究(b)、No.01460193) 研究成果報告書、1992年3月。(金夢潔、甲津功夫、西澤英和)

- ・低降伏比高張力鋼を用いた鋼構造柱梁溶接接合部の耐震安全性評価に関する研究、平成3年度科学研究費補助金（一般研究(c)、No.02650397）研究成果報告書、1992年3月。（甲津功夫）
- ・ Inelastic Response of Steel Structure Subjected to Two Horizontal Ground Motions, Proceedings of the 10th WCEE, Vol.5, pp.2961-2964, 1992. (Isao Kohzu, Kiyoshi Kaneta)
- ・低降伏比60キロ級鋼柱梁溶接接合部の低サイクル疲労特性、日本建築学会近畿支部研究報告書、第32号 構造系、pp.257-260、1992年5月。（甲津功夫、金彦潔）
- ・ステンレス鋼素材及び高力ボルト接合部の高速繰返し載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）構造II、pp.1183-1184、1993年9月。（福田昌圭、金彦潔、甲津功夫）

謝 辞

本論文は、筆者が京都大学大学院に在学して以来とり組んできた塔状鋼構造物に関する一連の研究をまとめたものである。当時、鋼構造に対する興味はつきないものの、研究対象とすべき問題点を定めきれずに呻吟していた筆者に、塔状構造物というテーマを教示いただいたのは恩師金彦潔博士（京都大学教授）であった。ひと口に塔状鋼構造物といっても、そこには鉄骨構造全般にかかわる多くの課題が山積している。10年近くにわたってこのテーマと取り組む中で、問題点を絞り込み研究計画を立てるところから、ひとつの論文としてまとめるまでの間に、金彦潔博士には逐次示唆に富むご指導をいただいた。方向を見失いがちで遅筆な筆者に辛抱強く進むべき道を示し、激励いただいた金彦潔博士に改めて感謝申しあげます。

藤原悌三博士（京都大学防災研究所教授）、桂順治博士（京都大学防災研究所教授）には論文審査の過程でご専門の立場から筆者の至らない点を多々ご指摘いただき、論文の内容をさらに充実することができた。

甲津功夫博士（大阪工業大学教授）には、京都大学在職中に進めてこられた鋼構造接合部を対象に低サイクル疲労特性をはじめとする一連の研究をお手伝いさせていただく中で、専門知識をまったく持たない筆者に対して懇切丁寧に指導いただいた。鋼構造の基礎的な知識から構造実験、数値解析などの具体的な手法まで幅広くご教示いただいた。

本研究を進められたのは、金彦研究室スタッフの西澤英和博士（京都大学講師）、澤村秀夫技官、布施常清技官をはじめ、ともに実験、解析にとり組んでいた研究室の卒業生、在学生の皆さまの労をいとわないご努力によるところが大きい。特に、平川恭章、稲岡真也、細川慎也、山田直人、安田俊一、小島秀一、深見健史、西啓司、阿久根大介、浅井純、白井卓哉の各氏には卒業研究として取り組む中で多数の載荷実験を行うと共に、議論に参加し数々の貴重な意見をいただいた。

また、藤村和男博士（日本電炉株）には鉄塔の実務設計に関する多くの貴重な資料をいただき、特にトラス架構の実験でご協力いただいた。振動実験では京都大学防災研究所の人為地震発生装置をお借りし、特に市川信夫技官には装置の運転で多くの時間を割いていただきお世話になった。

ここに筆者を支えていただいた多くの皆さまに厚くお礼申し上げます。

1994年 1月

吹田 啓一郎

